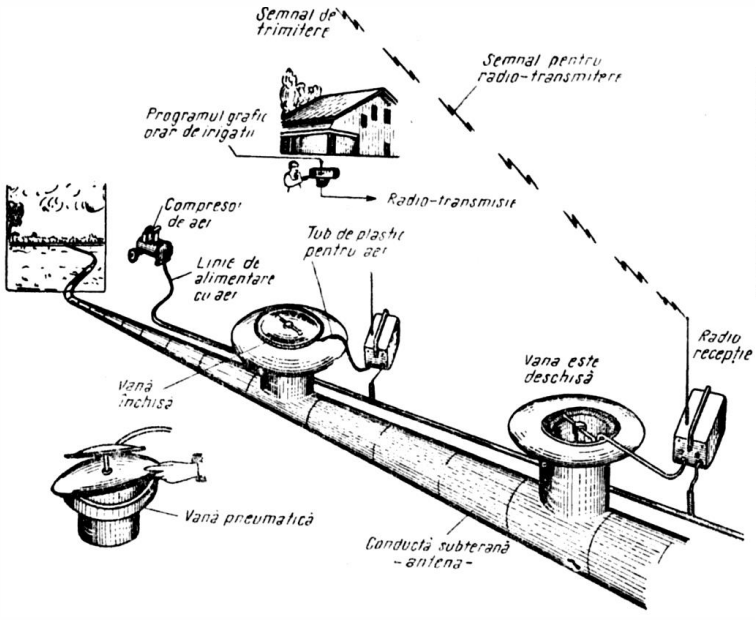
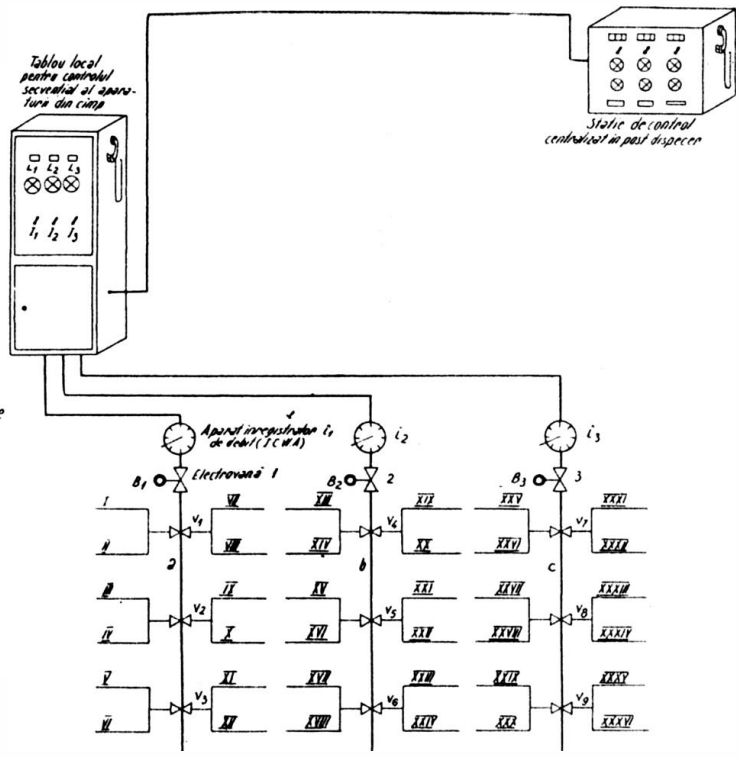
PROF. UNIV. DR. DOC. ING.
**VALERIU BLIDARU**

# GENIU RURAL
# AMENAJĂRI TERITORIALE HIDRAULICO-AGRARE
## pentru Îmbunătățiri Funciare și Gospodărirea Apelor cu Baza tehnico-științifică „Hidraulica și scheme hidrotehnice”

**Amenajări de Irigaţii şi Drenaje.**
**Dispecerizarea în sistem informatizat pentru distribuția apei la nivelul plotului de irigații.**
**Centru informațional**

**7**




Soluții, echipamente și aparate pentru control în sistem

Presa Universitară Clujeană

**VALERIU BLIDARU**

**GENIU RURAL**

**AMENAJĂRI TERITORIALE HIDRAULICO-AGRARE**

**pentru**
**Îmbunătăţiri Funciare şi Gospodărirea Apelor**
**cu**
**Baza tehnico-ştiinţifică**
**„Hidraulica şi scheme hidrotehnice”**

## Volumul 7

**Amenajări de Irigații şi Drenaje.**

**Dispecerizarea în sistem informatizat pentru distribuția apei la nivelul plotului de irigații. Centru informațional**

**Prof. Univ. Dr. Doc. Ing. VALERIU BLIDARU**

Inginer Geniu Rural
Doctor Docent în Ştiinţe
*LAUREAT AL ACADEMIEI ROMÂNE*
*Distins cu GRAND PRIZE, EUROINVENT*

# GENIU RURAL

## AMENAJĂRI TERITORIALE HIDRAULICO-AGRARE
## pentru
## Îmbunătățiri Funciare şi Gospodărirea Apelor
## cu
## Baza tehnico-ştiințifică „Hidraulica şi scheme hidrotehnice”

---

**Volumul 7**

***Amenajări de Irigații şi Drenaje.***
***Dispecerizarea în sistem informatizat pentru distribuția apei***
***la nivelul plotului de irigații. Centru informațional***

---

**Presa Universitară Clujeană**
**2022**

*Referenți științifici:*

**Prof. univ. emerit dr. ing. Florian Stătescu**

**Conf. univ. dr. ing. Nicolae Marcoie**

**ISBN general: 978-606-37-1526-6**
**ISBN specific: 978-606-37-1534-1**

**© 2022 Coordonatorul volumului. Toate drepturile rezervate. Reproducerea integrală sau parțială a textului, prin orice mijloace, fără acordul coordonatorului, este interzisă şi se pedepseşte conform legii.**

**Redactor: dr. ing. Beno Haimovici**

**Tehnoredactor: ing. Cezar Baciu**

**Universitatea Babeş-Bolyai**
**Presa Universitară Clujeană**
**Director: Codruța Săcelean**
**Str. Hasdeu nr. 51**
**400371 Cluj-Napoca, România**
**Tel./Fax: (+40)-264-597.401**
**E-mail: editura@ubbcluj.ro**
**http://www.editura.ubbcluj.ro/**

# CUPRINS


**În loc de prefață** ..... 25

Partea I. **DESECĂRI – DRENAJE ȘI PROBLEME COMUNE DE IRIGAȚII ȘI DESECĂRI**

**IRIGAŢIILE ŞI DESECĂRILE – DRENAJELE – ÎN ROMÂNIA ŞI ÎN ALTE ȚĂRI** ..... 29

1.1. FACTORII NATURALI ..... 29
1.2. POTENŢIALUL DE IRIGAŢII ŞI DESECĂRI ..... 31
1.3. IRIGAŢII ŞI DESECĂRI LA NOI ÎN ŢARĂ, PERSPECTIVE, TEHNICI ŞI TEHNOLOGII ..... 32
1.4. IRIGAŢII ŞI DESECĂRI ÎN ALTE ŢĂRI, PERSPECTIVE, TEHNICI ŞI TEHNOLOGII ..... 32

**SCHEME HIDROTEHNICE PENTRU SISTEME DE IRIGAŢII ŞI DESECĂRI** ..... 35

2.1. SISTEME DE IRIGAŢII ..... 35
2.1.1. Elementele şi clasificarea sistemelor de irigaţii ..... 35
2.1.2. Reţeaua de canale a sistemului de irigaţie ..... 35
2.1.3. Schema sistemelor de irigaţii funcţie de relief şi poziţia sursei de apă ..... 36
2.1.4. Consideraţii asupra poziţiei centrului de priză şi asupra schemelor de reţele ..... 38
2.2. SISTEME DE DESECĂRI ..... 40
2.2.1. Elementele şi clasificarea sistemelor de desecări ..... 40
2.2.2. Reţeaua de canale a sistemului de desecare ..... 40
2.2.3. Schema sistemelor de desecări, funcţie de relief şl poziţia recipientului ..... 41
2.3. SISTEME CU FUNCŢIE REVERSIBILĂ „DESECĂRI – IRIGAŢII” ..... 42
2.4. SCHEME HIDROTEHNICE CU FUNCŢII COMPLEXE ..... 44

**PREGĂTIREA TERENULUI PENTRU DESECĂRI ŞI IRIGAŢII** ..... 45

3.1. DEFRIŞAREA, DESTUFIZAREA, ÎNLĂTURAREA CIOATELOR ŞI A ALTOR OBSTACOLE ..... 45
3.2. NIVELAREA TERENURILOR PENTRU DESECĂRI, DRENAJE ŞI IRIGAŢII ..... 46
3.2.1. Nivelarea terenului după o singură pantă ..... 46
3.2.2. Nivelarea terenului în plan orizontal (pentru orezării) ..... 48
3.2.3. Nivelarea terenului după două direcţii ..... 49
3.3. MODELĂRI ..... 52

**DEBITUL ŞI VOLUMUL DE APĂ DE EVACUAT DIN SISTEMUL DE DESECARE** ..... 53

4.1. DEBIT, VOLUM, BILANŢ DE APĂ, PE TERENURILE DESECABILE ŞI SALINIZATE. REGLAREA REGIMULUI DE APĂ, SĂRURI ŞI TEMPERATURĂ. EFECTELE DESECĂRII ..... 53
4.2. ELEMENTE DE BAZĂ ALE PROIECTĂRII DEBITULUI DE DESECARE. DEBITUL ECONOMIC ..... 55
4.2.1. Metoda capacităţii de absorbţie a solului cu înmagazinarea apei în canale ..... 56
4.2.2. Metoda dinamicii scurgerii apei în reţeaua de canale colectoare secundare şi principale ..... 56
4.2.3. Debitul de desecare economic ..... 57
4.3. CRITERII ŞI SOLUŢII ÎN DETERMINAREA DEBITULUI DE EVACUARE PROVENIT DIN DIVERSE SURSE. METODE DE DESECARE ..... 58
4.3.1. Lungimi infinite ale zonei mal-dig şi ale zonei apărate ..... 58
4.3.2. Fragmentul mal-dig, de lungime finită ..... 60
4.3.3. Fragmentul apărat de lungime finită ..... 61
4.3.4. Evacuarea apelor de pe terenurile în pantă ..... 62
4.3.5. Metode de desecare şi drenaj, clasificări, analize ..... 63

**TEHNICA DESECĂRII PRIN CANALE DESCHISE** ..... 64

5.1. SOLUŢII DE SCHEME HIDROTEHNICE PENTRU DESECARE ..... 64
5.2. CENTRUL DE DESECARE-EVACUARE, SOLUŢII ŞI CONDIŢII DE PROIECTARE ..... 66
5.3. CONSTRUCŢII ŞI INSTALAŢII ÎN SISTEMELE DE DESECARE DESCHISE ..... 68
5.3.1. Podeţe ..... 68
5.3.2. Subtraversări ..... 70
5.3.3. Stăvilare ..... 70
5.4. BAZA TEORETICO-HIDRAULICĂ A DESECĂRII PRIN CANALE DESCHISE ..... 71

**DESECAREA PRIN DRENAJ ORIZONTAL** ..... 74

6.1. DRENAJUL, CONDIŢII ŞI CRITERII DE APLICARE. ELEMENTE COMPONENTE ..... 74
6.2. NOŢIUNI DE HIDRAULICA SCURGERII APELOR FREATICE SPRE (ŞI PRIN) DRENURI ..... 75
6.2.1. Soluri cu profil omogen ..... 76
6.2.2. Soluri cu profil stratificat – metoda Hooghoudt ..... 76
6.2.3. Soluri cu profil stratificat – metoda Ernst ..... 77
6.2.4. Calculul drenajelor în regim nepermanent ..... 80
6.2.5. Curgerea apei în lungul drenului ..... 81
6.3. TEHNICI DE DRENAJ. PROCEDEE MODERNE DE PROIECTARE ASISTATĂ DE CALCULATOR ..... 83
6.4. MATERIALE FOLOSITE ÎN DRENAJ. ELEMENTE CONSTRUCTIV-FUNCŢIONALE ..... 86

**DRENAJUL VERTICAL** ..... 91

7.1. TEHNICA ŞI HIDRAULICA DRENAJULUI VERTICAL, ÎN SCOP DE DESECARE, DESALINIZARE ŞI CA SURSĂ DE APĂ PENTRU IRIGAŢII ..... 91
7.1.1. Fântâni în strat acvifer liber nelimitat şi regim permanent ..... 91
7.1.2. Fântâni în strat acvifer liber nelimitat şi regim nepermanent ..... 92
7.1.3. Fântâni în strat acvifer sub presiune, semilimitat şi regim permanent ..... 94
7.1.4. Fântâni în strat acvifer sub presiune, semilimitat şi regim nepermanent ..... 95
7.1.5. Limitarea zonei de influenţă a unei fântâni în apropierea unui canal de desecare, având un strat acvifer liber nelimitat şi în regim permanent ..... 95
7.1.6. Fântâni alimentate din precipitaţii, în strat acvifer liber nelimitat, regim permanent ..... 98
7.1.7. Interferenţa fântânilor la drenajul vertical ..... 99
7.1.8. Fântâni aşezate în linii paralele ..... 101
7.2. SOLUŢII DE DRENAJ VERTICAL DE INTERCEPŢIE ..... 101

**DRENAJE SPECIALE** ..... 104

8.1. DRENAJE ORIZONTALE CU ROL SPECIAL ..... 104
8.1.1. Drenaje de ventilare ..... 104
8.1.2. Drenaje cu amplasarea neregulată ..... 104
8.1.3. Drenaje pentru desecarea terenurilor cu izvoare ..... 104
8.1.4. Drenaje pentru desecarea terenurilor ocupate de parcuri, pepiniere şi livezi ..... 105
3.1.5. Drenaje pentru consolidarea terenurilor alunecătoare ..... 106
8.2. DRENAJE CU AMPLASARE VERTICALĂ – PRIN POMPARE, PRIN REGLARE DIRECTĂ ŞI PRIN PUŢURI ABSORBANTE ..... 106
8.2.1. Drenajul prin puţuri de pompare şi drenuri radiale ..... 107
8.2.2. Drenajul prin puţuri absorbante ..... 108
8.3. DRENAJE DE PROTECŢIE PENTRU CENTRE POPULATE, ŞANTIERE, GROPI DE FUNDAŢIE Ş.A. 109
8.3.1. Drenaje cu filtre aciculare şi electrodrenajul ..... 109
8.3.2. Drenaje pentru protecţia gropilor de fundaţie ..... 111
8.4. DRENAJE PENTRU EPANDAJ ..... 113

**METODE PENTRU ACCELERAREA EFECTULUI DRENAJULUI. COLMATAREA** ..... 115
9.1. TERENURILE CE RECLAMĂ AMELIORAREA PRIN COLMATARE ..... 115
9.2. SOLUŢII, TEHNICI ŞI TEHNOLOGII DE COLMATARE ..... 115
9.3. ELEMENTELE CONSTRUCTIV- FUNCŢIONALE ALE COLMATĂRII ..... 116

**PROIECTAREA CANALELOR DIN SISTEMELE DE DESECARE-DRENAJ PENTRU FUNCŢIONARE REVERSIBILĂ** ..... 120
10.1. SOLUŢII DE REGLARE PRIN TEHNICA OPRIRII SAU REDUCERII SCURGERII ..... 120
10.1.1. Corelaţia dintre nivelul freatic şi umiditatea profilului de sol ..... 120
10.1.2. Criterii de drenaj şi subirigaţie ..... 121
10.2. MODELE DE CALCUL PENTRU DRENAJUL SUBTERAN REVERSIBIL ÎN SUBIRIGAŢIE ..... 121
10.3. SOLUŢII DE REGLARE PRIN TEHNICA SUPLIMENTĂRII APEI DIN ALTE SURSE ..... 122

**RECUPERĂRI DE NOI TERENURI AGRICOLE** ..... 124
11.1 RECUPERAREA TERENURILOR OCUPATE DE BĂLŢI ŞI LACURI ..... 124
11.2. RECUPERAREA TERENURILOR DE SUB APA MĂRII ..... 124
11.3. RECUPERAREA TERENURILOR OCUPATE DE TURBĂRII ..... 126

**FUNDAMENTAREA TEHNICII DRENAJULUI ŞI IRIGAŢIEI PE MODELE** ..... 127
12.1. TEORIA SIMILITUDINII CA BAZĂ TEORETICĂ A MODELĂRII ..... 127
12.1.1. Legea lui Newton ..... 127
12.1.2. Legea lui Froude ..... 127
12.1.3. Legea lui Reynolds ..... 128
12.1.4. Legea lui Weber ..... 128
12.1.5. Legea lui Cauchy ..... 128
12.1.6. Legea de similitudine a mişcării apei prin medii poroase (drenaje) ..... 128
12.2. MODELAREA ANALOGICĂ ..... 129
12.2.1. Analogia Darcy – Poiseuille pe model Helle-Shaw ..... 129
12.2.2. Analogia electro-hidrodinamică ..... 130
12.3. STUDII ÎN CÂMPURI EXPERIMENTALE DE IRIGAŢII – DRENAJE, AFLATE ÎN PRODUCŢIE AGRICOLĂ ..... 131

**CONSTRUCŢII HIDROTEHNICE ŞI INSTALAŢII COMUNE SISTEMELOR DE IRIGAŢII ŞI DESECĂRI** ..... 133
13.1. CENTRE DE PRIZĂ ŞI EVACUARE ..... 133
13.2. REGLAREA NIVELELOR ŞI A DEBITELOR PE CANALE ..... 135
13.3. INSTALAŢII PENTRU REGLAREA BILATERALĂ A APEI PE CANALE ..... 136

**UTILITĂŢI ANEXE ALE SISTEMELOR DE IRIGAŢII ŞI DESECĂRI** ..... 138
14.1. REŢEAUA DE DRUMURI ..... 138
14.1.1. Clasificarea drumurilor ..... 138
14.1.2. Amplasarea drumurilor ..... 138
14.1.3. Elemente de dimensionare a drumurilor ..... 138
14.2. LINIILE ELECTRICE, TELEFONICE, RADIO ŞI DE AUTOMATIZARE ..... 138
14.3. REŢELE HIDROGEOLOGICE ..... 139
14.4. PERDELE DE PROTECŢIE ..... 140

**IRIGAŢII, DRENAJE ŞI MEDIUL AMBIANT** ..... 141
15.1. IMPACTUL IRIGAŢIILOR ŞI DRENAJELOR ASUPRA MEDIULUI AMBIANT ŞI ECHILIBRUL ECOLOGIC ..... 141
15.2. PROGNOZA EVOLUŢIEI ..... 142
15.3. MĂSURI DE PROTEJARE A MEDIULUI ..... 143

**CONSUMUL DE ENERGIE ÎN IRIGAŢII ŞI DRENAJE** ..... 146
16.1. STABILIREA CONSUMULUI DE ENERGIE; BAZA DE CALCUL ..... 146
16.1.1. Cu privire la energia înglobată ..... 146
16.1.2. Cu privire la energia de exploatare ..... 146
16.2. MĂSURI PENTRU REDUCEREA CONSUMULUI DE ENERGIE ..... 146
16.2.1. Soluţii de ridicare a apei pe zone, cu canale şi bazine intermediare ..... 147
16.2.2. Reducerea consumului de energie prin optimizarea pompării apei în plotul de irigaţie ..... 148
16.3. MĂSURI PENTRU ASIGURAREA INDEPENDENŢEI ENERGETICE, ÎN EXPLOATAREA SISTEMELOR DE IRIGAŢII ..... 148

**ELABORAREA ŞI APLICAREA PROIECTELOR DE IRIGAŢII, DESECĂRI-DRENAJE ŞI PROBLEME DE EFICIENŢĂ ECONOMICĂ** ..... 149
17.1. FAZELE PROIECTĂRII ..... 149
17.2. RECEPŢIA ŞI DAREA ÎN EXPLOATARE A AMENAJĂRILOR DE IRIGAŢII ŞI DESECĂRI-DRENAJE ..... 150
17.3. EFICIENŢA ECONOMICĂ A LUCRĂRILOR DE IRIGAŢII ŞI DESECĂRI-DRENAJE ..... 150
17.4. PONDEREA COSTULUI DIVERSELOR PĂRŢI DIN AMENAJARE ..... 151

**PROBLEME DE TEHNICA SECURITĂŢII MUNCII ÎN LUCRĂRILE DE IRIGAŢII ŞI DESECĂRI-DRENAJE** ..... 152
18.1. LEGISLAŢII DE TEHNICA SECURITĂŢII MUNCII ..... 152
18.2. MĂSURI DE PROTECŢIA MUNCII LA LUCRĂRILE DE TERASAMENTE ..... 153
18.3. MĂSURI DE PROTECŢIA MUNCII LA LUCRĂRILE DE AMENAJĂRI PENTRU IRIGAŢII – DESECĂRI – DRENAJE ÎN ZONELE TRAVERSATE DE LINII ELECTRICE AERIENE (LE.A.) ..... 153
18.3.1. Irigarea zonelor apropiate de liniile electrice aeriene cu tensiuni peste 1 kV ..... 154
18.3.2. Măsuri de protecţia muncii la lucrările cu utilaje de construcţii în zonele traversate sau apropiate de liniile electrice aeriene peste 1 kV ..... 156
18.3.3. Măsuri de tehnica securităţii în zona dispozitivelor de aerisire şi dezaerisire ..... 156
18.4. MENŢIUNI SPECIALE LA TEHNICA SECURITĂŢII MUNCII ..... 156
18.5. PREVENIREA ŞI STINGEREA INCENDIILOR ..... 156
18.6. MĂSURILE GENERALE DE PROTECŢIE A MUNCII ŞI PAZA CONTRA INCENDIILOR ..... 157

Partea a II-a. **IRIGAȚII**

**DEBITUL DE CALCUL PENTRU PROIECTAREA SISTEMELOR DE IRIGAŢII** ..... 161
19.1. NECESARUL DE APĂ DE IRIGAŢIE AL CULTURILOR AGRICOLE ..... 161
19.2. REGIMUL DE IRIGAŢIE ..... 175
19.2.1. Bilanţul apei în sol ..... 175
19.2.2. Norma de irigaţie ..... 176
19.2.3. Norma de udare ..... 176
19.2.4. Norma de spălare ..... 176

19.2.5. Interacţiunea irigaţii – drenaje ... 177
19.2.6. Momentul udării; intervalul între udări; schema udărilor ... 178
19.2.7. Graficul necoordonat şi coordonat al udărilor. Modulul de udare ... 178
19.2.8. Debitul de dimensionare a amenajărilor de irigaţii ... 179

**SURSE DE APĂ PENTRU IRIGAŢII** ... 181
20.1. CALITATEA APEI DE IRIGAŢII ... 181
20.2. EVALUAREA CALITĂŢII APELOR PENTRU IRIGAT ... 182
20.3. CALITATEA APELOR PENTRU IRIGAT ŞI METODELE DE UDARE ... 183
20.4. TEHNOLOGII PENTRU ÎMBUNĂTĂŢIREA CALITĂŢII APELOR PENTRU IRIGAT ... 184

**TIPURI DE AMENAJARE PENTRU IRIGAŢII ŞI METODE DE UDARE** ... 185
21.1. CLASIFICĂRI ŞI CARACTERISTICI ... 185
21.2. CRITERII DE STABILIRE (ALEGERE) A TIPULUI DE AMENAJARE ŞI A METODELOR DE UDARE ... 186
21.3. AVANTAJE ŞI DEZAVANTAJE ALE TIPURILOR DE AMENAJARE ŞI METODELOR DE UDARE ... 187
21.4. CONCEPŢII NOI PRIVIND TEHNICILE DE IRIGAŢII ... 188

**TEHNICA IRIGAŢIEI PRIN SCURGERE LA SUPRAFAŢĂ** ... 189
22.1. CATEGORII DE BRAZDE ŞI FÂŞII ... 189
22.2. ELEMENTELE TEHNICE ALE UDĂRII PE BRAZDE ŞI FÂŞII ... 189
22.2.1. Calculul volumului de apă acumulat la suprafaţa terenului ... 189
22.2.1.1. Udarea pe fâşii ... 189
22.2.1.2. Udarea prin brazde ... 190
22.2.2. Calculul volumului de apă infiltrat în sol, la udarea pe fâşii sau brazde ... 192
22.2.2.1. Volumul de apă infiltrat la udarea pe fâşii ... 193
22.2.2.2. Volumul de apă infiltrat la udarea pe brazde ... 193
22.2.3. Calculul avans-infiltraţie ... 193
22.2.4. Relaţii între coeficienţii funcţiei de infiltraţie şi coeficienţii funcţiei de avans ... 194
22.2.5. Lungimea maximă a brazdelor ... 195
22.2.6. Viteza de infiltraţie şi infiltraţia cumulată ... 195
22.2.7. Randamentul irigaţiei prin scurgere la suprafaţă ... 196
22.2.8. Proiectarea amenajărilor de irigaţii pe brazde de lungime variabilă într-un sezon ... 197
22.2.8.1. Determinarea elementelor de proiectare la prima udare ... 197
22.2.8.2. Determinarea elementelor de proiectare la udarea a II-a ... 200
22.2.8.3. Determinarea elementelor de proiectare la udarea a III-a ... 201
22.2.9. Proiectarea amenajărilor de irigaţii pe brazde cu pante variabile ... 203
22.2.9.1. Calculul elementelor irigaţiei pe brazde cu pante variabile ... 203
22.2.9.2. Calculul randamentului irigaţiei pe brazde cu pante variabile ... 204
22.2.10. Lungimea conductei de udare ... 205
22.2.10.1. Calculul lungimii admise a aripii de udare ... 206
22.2.10.2. Lungimea economică a aripii de udare ... 206
22.2.10.3. Conducta de udare pe brazde (EUBA) ... 207
22.2.10.4. Rezultate experimentale privind lungimea brazdelor şi fâşiilor ... 208
22.3. ECHIPAMENTE ŞI INSTALAŢII PENTRU UDAREA PRIN SCURGERE LA SUPRAFAŢĂ ... 208
22.3.1. ECHIPAMENT DE UDARE PE BRAZDE DIN CONDUCTE RIGIDE DE ALUMINIU (EUBA) ... 208
22.3.2. INSTALAŢII DE FUNCŢIONARE AUTOMATIZATĂ A UDĂRII PE BRAZDE ... 211
22.4. SCHEME ALE AMENAJĂRII INTERIOARE ... 211

**TEHNICA IRIGAŢIEI PRIN ASPERSIUNE** ... 212
23.1. ELEMENTELE TEHNICE ŞI INDICII DE CALITATE A UDĂRII PRIN ASPERSIUNE ... 212
23.1.1. Intensitatea ploii ... 212
23.1.2. Finețea ploii ... 214
23.1.3. Uniformitatea udării ... 215
23.1.4. Eficienţa udării. Pierderile de apă prin evaporaţie ... 217
23.1.5. Timpul de udare ... 217

23.2. ASPERSORUL ... 218
23.2.1. Aspersoare fabricate în ţară ... 218
23.2.2. Aspersoare fabricate în alte ţări ... 220
23.2.3 Alegerea tipului de aspersor ... 221
23.3. ARIPA DE ASPERSIUNE ... 221
23.3.1. Calculul hidraulic al aripii de udare prin aspersiune ... 222
23.3.2. Parametrii de funcţionare a conductelor de udare pentru distribuţia uniformă a apei ... 225
23.4. INSTALAŢII MODERNE DE ASPERSIUNE ... 230
23.4.1. Clasificarea instalaţiilor de aspersiune existente pe plan mondial. ... 315
23.4.2. Caracteristici tehnico-funcţionale ... 315
23.5. ALTE TEHNICI ALE IRIGAŢIEI PRIN ASPERSIUNE ... 320
23.5.1. Aripi de aspersiune cu funcţionare alternă ... 320
23.5.2. Aripi de aspersiune cu funcţionare în baterii (grupate) ... 320
23.5.3. Aspersiune cu acoperire totală ... 320
23.5.4. Aspersiune în sistem fix ... 320
23.5.5. Aspersiune în sistem fix telescopic ... 321
23.6. SCHEME ALE AMENAJĂRII INTERIOARE ŞI ALE SECTOARELOR DE IRIGAŢII PRIN ASPERSIUNE ... 321
23.7. DATE ORIENTATIVE ASUPRA UNOR COSTURI ŞI PERFORMANŢE PENTRU O SERIE DE INSTALAŢII DE ASPERSIUNE MODERNE ... 321

**TEHNICA IRIGAŢIEI BIVALENTE** ... 323
24.1. CONDIŢIILE DE APLICARE ŞI OPORTUNITATEA IRIGAŢIEI BIVALENTE ... 323
24.2. MODALITĂŢI ACTUALE DE REALIZARE A PLOTURILOR DE IRIGAŢIE BIVALENTE ... 323
24.3. IRIGAŢIA BIVALENTA DIN REŢELE UNICE DE CONDUCTE, CU DOUĂ TREPTE DE PRESIUNE, PRIN DECALAREA ÎN TIMP A UDĂRILOR PE METODE, PE PERIOADA UNEI ZILE ... 324
24.4. GRADUL OPTIM DE BIVALENŢĂ ... 325
24.5. DIMENSIONAREA REŢELEI DE CONDUCTE PENTRU IRIGAŢIE BIVALENTĂ ... 326
24.6. EXEMPLU DE PLOT PENTRU IRIGAŢIA BIVALENTĂ ... 328

**TEHNICA IRIGAŢIEI LOCALIZATE** ... 330
25.1. IRIGAŢIA PRIN PICURARE ... 330
25.1.1. Condiţii de aplicare ... 330
25.1.2. Componentele instalaţiei de udare prin picurare ... 330
25.1.3. Necesarul de apă şi elemente tehnice ale udării prin picurare ... 330
25.1.4. Schema reţelei de conducte şi de amenajare a sectorului de udare. Debite şi presiuni ... 331
25.2. IRIGAŢIA PRIN RAMPE PERFORATE ... 333
25.3. IRIGAŢIA PUNCTIFORMĂ ... 334

**TEHNICA IRIGAŢIEI SUBTERANE** ... 335
26.1. PRINCIPII DE BAZĂ ÎN FUNCŢIONAREA IRIGAŢIEI SUBTERANE ... 335
26.2. ELEMENTE COMPONENTE ŞI CALCULUL NECESARULUI DE APĂ ... 335
26.3. SISTEME DE IRIGAŢII SUBTERANE ... 336
26.3.1. Sistemul de irigaţie subterană prin drenuri cârtiţă ... 336
26.3.2. Sistemul de irigaţie subterană cu jgheaburi ... 337
26.3.3. Sistemul de irigaţie subterană cu conducte ... 337

**TEHNICA IRIGAŢIEI PRIN SUBMERSIUNE. AMENAJAREA OREZĂRIILOR** ... 339
27.1. ALEGEREA SUPRAFEŢELOR DESTINATE CULTURII OREZULUI ... 339
27.2. STUDII NECESARE PROIECTĂRII ... 339
27.3. REGIMUL DE IRIGAŢIE ... 340

27.4. SCHEME DE AMENAJARE PENTRU OREZĂRII ..... 341
27.4.1. Schema generală de amenajare ..... 341
27.4.2. Scheme de amenajare perfecţionate ..... 342

**IRIGAŢIA CU APE REZIDUALE, SUBTERANE ŞI DE PROVENIENŢĂ LOCALĂ** ..... 343

28.1. IRIGAŢIA CU APE DE CANALIZARE FECALO-MENAJERE ŞI INDUSTRIALE ..... 343
23.1.1. Câmpuri de infiltraţie ..... 343
28.1.2. Câmpuri de irigaţie ..... 344
23.1.3. Stocarea dejecţiilor ..... 344
28.1.4. Distribuţia dejecţiilor prin galerii cârtiţă ..... 345
28.2. IRIGAŢIA CU APE SUBTERANE (FREATICE ŞI DE MARE ADÂNCIME) ..... 345
28.3. IRIGAŢIA TEMPORARĂ MONOANUALĂ ..... 346

**TEHNICA IRIGAŢIEI ANTIGEL** ..... 347

29.1. PROBLEMA IRIGAŢIEI ANTIGEL ÎN ŢARA NOASTRĂ ..... 347
29.1.1. Fenomenele de îngheţ în anotimpurile de tranziţie ..... 347
29.1.2. Ariile de repartiţie a înghețurilor în anotimpurile de tranziţie în ţara noastră ..... 349
29.2. METODE DE PROTECŢIE CONTRA ÎNGHEŢURILOR FOLOSITE ÎN PLANTAŢII ..... 349
29.2.1. Metode generale de protecţie ..... 349
29.2.2. Tehnica aspersiunii antigel şi baza de calcul ..... 349

**CARACTERISTICI ALE TEHNICILOR DE IRIGARE PE TERENURILE ÎN PANTĂ, AMENAJATE ÎN DIVERSE SOLUŢII** ..... 359

30.1. TEHNICA IRIGAŢIEI PRIN SCURGERE LA SUPRAFAŢĂ ÎN CONDIŢIILE DIFERITELOR GRUPE DE PANTE ..... 359
30.1.1. Amenajarea pentru irigaţii prin scurgere la suprafaţă în zonele cu pantă sub 5% ..... 359
30.1.2. Amenajarea terenului cu pantă peste 5%, în vederea aplicării irigaţiei ..... 360
30.2. TEHNICA IRIGAŢIEI PRIN ASPERSIUNE PE TERENURILE ÎN PANTĂ ..... 362
30.2.1. Probleme comune ploturilor ..... 362
30.2.2. Echipamentul mobil de aspersiune şi elementele reţelei ..... 363
30.2.3. Concluzii cu analize comparative ale variantelor analizate şi posibilităţi de generalizare ..... 364
30.3. TEHNICA IRIGAŢIEI BIVALENTE PE TERENURILE ÎN PANTĂ ..... 364
30.3.1. Premisele irigaţiei bivalente pe terenuri în pantă ..... 364
30.3.2. Tehnici specifice amenajării bivalente pe terenuri în pantă ..... 365
30.4. TEHNICA IRIGAŢIEI LOCALIZATE PE TERENURILE ÎN PANTĂ ..... 366

**REŢELELE DE CANALE ALE SISTEMELOR DE IRIGAŢII, ÎN REGIM NEAUTOMATIZAT DE FUNCŢIONARE** ..... 367

31.1. TRASEUL CANALELOR ..... 367
31.2. PROFILE LONGITUDINALE ŞI TRANSVERSALE ..... 367
31.2.1. Profilul longitudinal al canalelor de aducţiune şi sectoarele de calcul, în regim permanent ..... 367
31.2.2. Viteza apei ..... 369
31.2.3. Profile transversale caracteristice reţelelor de irigaţii ..... 369
31.2.4. Profile transversale caracteristice sectoarelor de legătură: galerii, apeducte, poduri-canale, sifoane ..... 375
31.3. PROFILE TRANSVERSALE CARACTERISTICE CANALELOR CU FOLOSINŢE MULTIPLE ..... 377
31.3.1. La canale cu folosinţă mixtă: irigaţie şi navigaţie ..... 377
31.3.2. Canale cu folosinţă mixtă: irigaţii şi producerea de energie ..... 377
31.3.3. Aspecte tehnico-economice privind alegerea secţiunii ..... 378
31.3.4. Microhidrocentrale pe canalele sistemelor de irigaţii ..... 379
31.4. IMPERMEABILIZAREA CANALELOR DE IRIGAŢII ..... 381
31.4.1. Necesitatea impermeabilizărilor ..... 381
31.4.2. Determinarea pierderilor de apă prin infiltraţie ..... 381

31.4.3. Tipuri de îmbrăcăminţi ..... 382
31.4.4. Aspecte tehnico-economice privind alegerea îmbrăcăminţilor ..... 382
31.5. DRENAREA FUNDAŢIEI CANALELOR DE IRIGAŢIE ..... 383

**REŢELE DE DISTRIBUŢIE, PRIN CONDUCTE SUB PRESIUNE, ÎN SISTEMELE DE IRIGAŢII** ..... 384

32.1. SCHEME DE PRINCIPIU ALE TIPURILOR DE REŢELE DE DISTRIBUŢIE CU ELEMENTE COMPONENTE ..... 384
32.2. REŢEAUA DE CONDUCTE ($R_c$) PE TERENURI PLANE ($S_1$) ŞI PE TERENURI ACCIDENTATE ($S_2$) CU PRIZE DE APĂ PRIN HIDRANŢI (ÎN $S_1$) ŞI PRIN BORNE DE IRIGAŢIE (ÎN $S_2$) ..... 386
32.2.1. Hidranţii şi bornele de irigaţie ($H_i$). soluţii de amplasare, tipuri şi caracteristici tehnice şi funcţionale ..... 386
32.2.2. Tipuri de reţele şi trasee ..... 388
32.2.2.1. Tipuri de reţele şi trasee în soluţia ($S_1$) ..... 388
32.2.2.2. Tipuri de reţele şi trasee în soluţia a II-a ($S_2$) ..... 393
32.2.3. Conductele şi echipamentul de control şi protecţie în reţelele de irigaţii sub presiune ..... 396
32.2.3.1. Conductele. Condiţii de alegere ..... 396
32.2.3.2. Echipamentul de control şi de protecţie al conductelor ..... 398
32.2.3.3. Echipamente de protecţie a reţelelor de conductă ..... 400
32.3. CALCULUL REŢELELOR DE DISTRIBUŢIE (R.D.) CU CONDUCTE, ÎN TEHNICA IRIGAŢIEI ..... 402
32.3.1. Aprecieri asupra metodelor de calcul. Evoluţia concepţiilor şi procedeelor ..... 402
32.3.2. Determinarea diametrelor economice pe o reţea dată ..... 403

**AUTOMATIZĂRI ÎN IRIGAŢII. BAZA DISPECERIZĂRII ÎN SISTEM INFORMATIZAT** ..... 411

33.1. GENERALITĂŢI. SCHEME GENERALE DE AUTOMATIZARE ..... 411
33.2. METODE, ECHIPAMENTE ŞI APARATE FOLOSITE ÎN AUTOMATIZAREA PROCESULUI DE IRIGARE ..... 412
33.2.1. Metode, echipamente şi aparate pentru colectarea (măsurarea) datelor ..... 412
33.2.2. Metode, echipamente şi aparate pentru prelucrarea şi interpretarea datelor ..... 415
33.2.3. Metode, echipamente şi aparate pentru comenzi în sistem ..... 416
33.2.4. Metode, echipamente şi aparate pentru control în sistem ..... 416
33.3. AUTOMATIZAREA REŢELELOR DE CANALE. ADUCŢIUNI ŞI DERIVAŢII. REGLĂRI ŞI COMENZI ..... 418
33.3.1. Utilitatea tehnică a automatizării reţelelor de aducţiune şi distribuţie ..... 418
33.3.2. Automatizarea pe reţelele de canale ..... 418
33.3.2.1. Reglarea debitelor şi tehnica reglării ..... 418
33.3.2.2. Reglarea nivelurilor şi tehnica reglării ..... 423
33.3. FUNCŢIONAREA REŢELEI. SISTEME DE COMANDĂ ŞI REGLAJ ..... 428

**CORELAREA ŞI ADAPTAREA SOLUŢIILOR DE IRIGAŢII ŞI ALIMENTĂRI CU APĂ LA CERINŢELE GOSPODĂRIILOR AGRICOLE CU PARCELE MICI, CU FOLOSINŢE COMPLEXE ŞI ÎN CONDIŢII DE RELIEF VARIAT** ..... 433

34.1. CONSIDERAŢII ASUPRA CONDIŢIILOR, TEHNICILOR ŞI FORMULELOR ORGANIZATORICE ..... 433
34.2. REŢELELE DE DISTRIBUŢIE – RD – CU INSTALAŢIILE ŞI CONSTRUCŢIILE NECESARE DESERVIRII AGRICULTURII PARCELARE ŞI TERENURILOR CU RELIEF NEREGULAT. ÎNCADRAREA RD ÎN SCHEMA HIDROTEHNICĂ A SISTEMELOR DE IRIGAŢII ..... 434
34.3. UNELE TEHNICI DE IRIGARE ŞI ECHIPAMENTE DE UDARE, ÎN CADRUL GOSPODĂRIILOR MICI, CU PROFIL COMPLEX ..... 437

**DISPECERIZAREA ÎN SISTEM INFORMATIZAT PENTRU DISTRIBUŢIA APEI LA NIVELUL PLOTULUI DE IRIGAŢII*. CENTRU INFORMAŢIONAL** ..... 444
35.1. POSIBILITĂŢI ÎN DEZVOLTAREA ACTUALĂ A INFORMATIZĂRII EXPLOATĂRII SISTEMELOR DE IRIGAŢII ..... 444
35.2. TIPURI DE PLOTURI (EXEMPLE), DUPĂ STRUCTURA DE PROPRIETATE ŞI SISTEMATIZARE HIDRAULICO-AGRARĂ. PLOT ECONOMIC DE IRIGAŢII ..... 446
35.3. CENTRU INFORMAŢIONAL AL PLOTULUI DE IRIGAŢII ..... 451
35.3.1. Necesitatea centrului monitoring şi de avertizare. Centrul informaţional ..... 451
35.3.2. Structura centrului informaţional al plotului pilot ..... 453
35.3.3. Funcţiunile centrului informaţional ..... 454
35.3.4. Variante de implementare ..... 456
35.3.5. Cerinţe pentru optimizarea avertizării udărilor în exploatarea plotului ..... 459
35.3.6. Alcătuirea graficelor de udare pentru fiecare cultură ..... 459
35.4. SPECIFICAŢII SOFTWARE PENTRU DISPECERIZAREA ÎN SISTEM INFORMATIZAT ..... 460
35.5. POSIBILITĂŢI DE AUTOMATIZARE TOTALĂ ÎN CADRUL PLOTULUI PILOT ..... 460
35.6. ADAPTĂRI ALE SISTEMELOR DE IRIGAŢII LA CONDIŢIILE DISTRIBUŢIEI APEI LA „CERERE” ŞI ÎN CONDIŢIILE „AUTOMATIZĂRII” ..... 462
35.6.1. Adaptarea plotului de irigaţii de la modul de funcţionare prin „rotaţie”, la modul de funcţionare la „cerere”. Implicaţii asupra debitului şi reţelei. exemplu ..... 462
ANEXA 1 ..... 464
35.6.2. Încadrarea planurilor de irigaţii în schema de automatizare cu distribuţia apei după cerinţe (la „cerere”), cu dispecerizare informatizată ..... 473
ANEXA 2. Lista programelor (calculator) C.N.A.R.B.R.L. de la baraj până la parcelă ..... 474
ANEXA 3 ..... 476

# CONTENTS

**Instead of a preface** ..... 25

Part I. **DRAININGS - DRAINAGES AND COMMON ISSUES RELATED TO IRRIGATIONS AND DRAININGS**

**IRRIGATIONS AND DRAININGS – DRAINAGES IN ROMANIA AND OTHER COUNTRIES** ..... 29

1.1. NATURAL FACTORS ..... 29
1.2. IRRIGATION AND DRAINING POTENTIAL ..... 31
1.3. IRRIGATIONS AND DRAININGS IN OUR COUNTRY. PERSPECTIVES, TECHNIQUES AND TECHNOLOGIES ..... 32
1.4. IRRIGATIONS AND DRAININGS IN OTHER COUNTRIES. PERSPECTIVES, TECHNIQUES AND TECHNOLOGIES ..... 32

**HYDRO-TECHNICAL SCHEMES FOR THE IRRIGATION AND DRAINING SYSTEMS** ..... 35

2.1. IRIGATION SYSTEMS ..... 35
2.1.1. Elements and classification of the irrigation systems ..... 35
2.1.2. Channel network of the irrigation system ..... 35
2.1.3. Irrigation systems scheme according to landscape and the water source's position ..... 36
2.1.4. Considerations upon the position of the weight-point and the network schemes ..... 38
2.2. DRAINING SYSTEMS ..... 40
2.2.1. Elements and classification of the draining systems ..... 40
2.2.2. Channel network of the draining system ..... 40
2.2.3. Scheme of the draining systems based on landscape and the recipient's position ..... 41
2.3. SYSTEMS WITH THE "DRAINING-IRRIGATION" REVERSIBLE FUNCTION ..... 42
2.4. HYDRO-TECHNICAL SCHEMES WITH COMPLEX FUNCTIONS ..... 44

**PREPARING THE LAND FOR DRAINING AND IRRIGATION** ..... 45

3.1. DEFORESTATION, DETHATCHING, REMOVING GNARLS AND OTHER OBSTACLES ..... 45
3.2. LEVELLING THE FIELDS FOR DRAININGS, DRAINAGES AND IRRIGATIONS ..... 46
3.2.1. Levelling the field following one bent ..... 46
3.2.2. Levelling the field in a horizontal plane (for rice fields) ..... 48
3.2.3. Levelling the field following two directions ..... 49
3.3. MODELLING ..... 51

**WATER DEBIT AND VOLUME TO BE REMOVED FROM THE DRAINING SYSTEM** ..... 52

4.1. WATER DEBIT, VOLUME AND APPRAISAL ON THE DRAINABLE AND SALINISED FIELDS. ADJUSTING THE WATER REGIME, THE SALTS AND TEMPERATURE. DRAINING EFFECTS ..... 52
4.2. BASIC ELEMENTS FOR PROJECTING THE DRAINING DEBIT. THE ECONOMICAL DRAINING ..... 54
4.2.1. Ground absorption method with storing the water in channels ..... 55
4.2.2. Dynamics of the water overflowing method in the secondary and main channel network ..... 55
4.2.3. Economical draining debit ..... 56
4.3. CRITERIA AND SOLUTIONS IN DETERMINING THE EVACUATION DEBIT ORIGINATING FROM VARIOUS SOURCES. DRAINING METHODS ..... 57
4.3.1. Infinite lengths of the waterside-dam area and of the defended area ..... 57
4.3.2. Waterside-dam fragment of finite length ..... 59
4.3.3. Fragment defended by the finite length ..... 60

4.3.4. Water removal off the sloped fields ..... 61
4.3.5. Draining and drainage methods, classifications, analysis ..... 62

**DRAINING TECHNIQUE THROUGH OPEN CHANNELS** ..... 63
5.1. DRAINING HYDRO-TECHNICAL SOLUTIONS SCHEMES ..... 63
5.2. DRAINING-REMOVAL CENTRE, PROJECTION SOLUTIONS AND CONDITIONS ..... 65
5.3. CONSTRUCTIONS AND FIXTURES IN THE OPEN DRAINING SYSTEMS ..... 67
5.3.1. Footbridges ..... 67
5.3.2. Underpasses ..... 69
5.3.3. Dams ..... 69
5.4. THEORICAL AND HYDRAULIC BASIS OF DRAINING THROUGH OPEN CHANNELS ..... 70

**DRAINING THROUGH HORIZONTAL DRAINAGE** ..... 73
6.1. DRAINAGE, APPLICATION CONDITIONS AND CRITERIA. COMPONENT ELEMENTS ..... 73
6.2. HYDRAULICS NOTIONS OF PHREATIC WATERS OVERFLOW TOWARDS (AND THROUGH) DRAINAGES ..... 74
6.2.1. Soils with homogeneous profile ..... 75
6.2.2. Soils with layered profile – Hooghoudt method ..... 75
6.2.3. Soils with layered profile – Ernst method ..... 76
6.2.4. Drainage calculation in the temporary regime ..... 79
6.2.5. Water flow along the drain ..... 80
6.3. DRAINAGE TECHNIQUES. MODERN COMPUTER-ASSISTED PROJECTION PROCEDURES ..... 82
6.4. MATERIALS USED IN DRAINAGES. CONSTRUCTIVE AND FUNCTIONAL ELEMENTS ..... 85

**VERTICAL DRAINAGE** ..... 90
7.1. VERTICAL DRAINAGE TECHNIQUE AND HYDRAULICS WITH THE AIM OF DRAINING, DESALINISING AND AS WATER SOURCE FOR IRRIGATION ..... 90
7.1.1. Aquifer fountains in the unlimited and permanent regime ..... 90
7.1.2. Aquifer fountains in the unlimited and temporary regime ..... 91
7.1.3. Aquifer fountains under pressure, semi-limited and permanent regime ..... 93
7.1.4. Aquifer fountains under pressure, semi-limited and temporary regime ..... 94
7.1.5. Limiting the influence zone of the fountain in the neighbourhood of a draining channel, having an unlimited aquifer in a free, unlimited and permanent regime ..... 94
7.1.6. Fountains supplied from rain showers in a permanent regime free and unlimited aquifer ..... 97
7.1.7. Interference of the fountains in the vertical drainage ..... 98
7.1.8. Fountains placed in parallel lines ..... 100
7.2. VERTICAL DRAINING SOLUTIONS OF INTERCEPTION ..... 100

**SPECIAL DRAINAGES** ..... 102
8.1. HORIZONTAL DRAINAGES WITH SPECIAL ROLE ..... 102
8.1.1. Ventilation drainages ..... 102
8.1.2. Drainages with irregular placement ..... 102
8.1.3. Drainages for draining the fields with springs ..... 102
8.1.4. Drainages for draining the fields occupied with parks, nurseries and orchards ..... 103
3.1.5. Drainages for consolidating the slippery fields ..... 104
8.2. DRAINAGES WITH VERTICAL PLACEMENT – THROUGH PUMPING, DIRECT ADJUSTING AND ABSORBING WELLS ..... 104
8.2.1. Drainages through pumping wells and radial draining pipes ..... 105
8.2.2. Drainage through absorbing wells ..... 106
8.3. PROTECTION DRAINAGES FOR POPULATED CENTERS, BUILDING SITES, EXCAVATION SUBSTRUCTURES AND OTHERS ..... 107
8.3.1. Drainages with acicular filters and electro-drainage ..... 107
8.3.2. Drainages for the protection of the excavation substructures ..... 109
8.4. DRAINAGES FOR SPRAYING ..... 111

**METHODS FOR ACCELERATING THE DRAINAGE EFFECT. CLOGGING** ..... 113

9.1. FIELDS CLAIMING IMPROVEMENT THROUGH CLOGGING ..... 113
9.2. CLOGGING SOLUTIONS, TECHNIQUES AND TECHNOLGIES ..... 113
9.3. CONSTRUCTIVE AND FUNCTIONAL ELEMENTS OF CLOGGING ..... 114

**PROJECTING CHANNELS IN THE DRAINAGE-DRAINING SYSTEMS FOR THE REVERSIBLE FUNCTIONING** ..... 118

10.1. ADJUSTING SOLUTIONS THROUGH OVERFLOW STOPPAGE OR REDUCTION TECHNIQUE ..... 118
10.1.1. Correlation between the phreatic level and the humidity of the soil's profile ..... 118
10.1.2. Drainage criteria and sub-irrigation ..... 119
10.2. CALCULATION MODELS FOR THE REVERSIBLE UNDERGROUND DRAINAGE IN SUB-IRRIGATION ..... 119
10.3. ADJUSTING SOLUTIONS THROUGH OTHER SOURCE WATER SUPPLEMENTING TECHNIQUE ..... 120

**RECOVERY OF NEW AGRICULTURAL FIELDS** ..... 122

11.1 RECOVERY OF FIELDS OCCUPIED BY FENS AND LAKES ..... 122
11.2. RECOVERY OF FIELDS UNDER SEA WATER ..... 122
11.3. RECOVERY OF FIELDS OCCUPIED BY PEAT BOGS ..... 124

**GROUNDING THE DRAINAGE AND IRRIGATION TECHNIQUE THROUGH MODELS** ..... 125

12.1. LIKENESS THEORY AS THEORETICAL MODELLING BASIS ..... 125
12.1.1. Newton's law ..... 125
12.1.2. Froude's law ..... 125
12.1.3. Reynolds' law ..... 126
12.1.4. Weber's law ..... 126
12.1.5. Cauchy's law ..... 126
12.1.6. Likeness theory of the water movement through porous environments (drainages) ..... 126
12.2. ANALOGICAL MODELLING ..... 127
12.2.1. Darcy–Poiseuille analogy on the Helle-Shaw model ..... 127
12.2.2. Electro-hydrodynamic analogy ..... 128
12.3. STUDIES IN THE EXPERIMENTAL IRRIGATION-DRAINAGES FIELDS WITH AGRICULTURAL PRODUCTION ..... 129

**HYDRO-TECHNICAL CONSTRUCTIONS AND FIXTURES COMMON TO THE IRRIGATION AND DRAINING SYSTEMS** ..... 131

13.1. WEIGHT-POINTS AND EVACUATION POINTS ..... 131
13.2. ADJUSTING THE LEVELS AND DEBITS ON THE CHANNELS ..... 133
13.3. FIXTURES FOR THE WATER BILATERAL ADJUSTMENT IN THE CHANNELS ..... 134

**ADDITIONAL UTILITIES OF THE IRRIGATION AND DRAINING SYSTEMS** ..... 136

14.1. ROAD NETWORK ..... 136
14.1.1. Road classification ..... 136
14.1.2. Road placement ..... 136
14.1.3. Road measuring elements ..... 136
14.2. ELECTRIC, PHONE, RADIO AND AUTOMATISATION LINES ..... 136

14.3. HYDRO-GEOLOGICAL NETWORKS ..... 137
14.4. PROTECTION CURTAINS ..... 138

**IRRIGATIONS, DRAINAGES AND THE SURROUNDING ENVIRONMENT** ..... 139

15.1. IMPACT OF IRRIGATIONS AND DRAINAGES ON THE SURROUNDING ENVIRONMENT AND THE ECOLOGICAL BALANCE ..... 139
15.2. EVOLUTION PROGNOSIS ..... 140
15.3. ENVIRONMENT PROTECTION MEASURES ..... 141

**ENERGY CONSUMPTION IN IRRIGATIONS AND DRAINAGES** ..... 144

16.1. ESTABLISHING THE ENERGY CONSUMPTION; CALCULATION BASIS ..... 144
16.1.1. With regard to the encompassed energy ..... 144
16.1.2. With regard to the energy utilisation ..... 144
16.2. WAYS TO REDUCE THE ENERGY CONSUMPTION ..... 144
16.2.1. Solutions for raising the water on areas with intermediary channels and basins ..... 145
16.2.2. Reducing the energy consumption through water pumping optimization in the irrigation plot ..... 146
16.3. MEASURES FOR ENSURING THE ENERGETIC INDEPENDENCE IN THE IRRIGATION SYSTEMS EXPLOITATION ..... 146

**FORMULATION AND APPLICATION OF IRRIGATION AND DRAINING-DRAINAGE PROJECTS AND THE ECONOMIC EFFICIENCY ISSUES** ..... 147

17.1. PROJECTION STAGES ..... 147
17.2. RECEPTION AND GIVING THE IRRIGATION AND DRAINAGE-DRAINING FURNISHINGS FOR UTILIZATION ..... 148
17.3. ECONOMIC EFFICIENCY OF THE IRRIGATION AND DRAINAGE-DRAINING WORKS ..... 148
17.4. COST-WEIGHT OF VARIOUS FURNISHING PARTS ..... 149

**ISSUES RELATED TO THE WORK SECURITY TECHNIQUE IN THE IRRIGATION AND DRAINING-DRAINAGE WORKS** ..... 150

18.1. REGULATIONS REGARDING THE WORK SECURITY TECHNIQUE ..... 150
18.2. WORK PROTECTION MEASURES FOR EMBANKMENT WORKS ..... 151
18.3. WORK PROTECTION MEASURES FOR IRRIGATION-DRAINING-DRAINAGE FURNISHING WORKS IN THE AREAS TRAVERSED BY AIRLINE ELECTRICAL LINES (AEL) ..... 151
18.3.1. Irrigation of the areas close to airline electrical lines with tensions higher than 1 kV ..... 152
18.3.2. Work protection measures for works with construction equipment in traversed areas or close to the airline electrical lines higher than 1 kV ..... 154
18.3.3. Security technique measures in the area with ventilated and unvented devices ..... 154
18.4. SPECIAL REFERENCES TO THE WORK SECURITISATION TECHNIQUE ..... 154
18.5. FIRE PREVENTION AND ESTIGUISHMENT ..... 154
18.6. GENERAL WORK PROTECTION MEASURES AND WATCH AGAINST FIRES ..... 155

# Part II. **IRRIGATIONS**

## CALCULATION DEBIT FOR THE IRRIGATION SYSTEMS PROJECTION

159
19.1. IRRIGATION WATER REQUIREMENT FOR THE AGRICULTURAL CULTURES 159
19.2. IRRIGATION REGIME 173
19.2.1. Water appraisal in the soil 173
19.2.2. Irrigation norm 174
19.2.3. Watering norm 174
19.2.4. Washing norm 174
19.2.5. Irrigation-drainage interaction 175
19.2.6. Watering moment: gap between watering; watering scheme 176
19.2.7. Uncoordinated and coordinated watering graphic. Watering module 176
19.2.8. Debit setting for the irrigation furnishings 177

## WATER SOURCES FOR IRRIGATION

179
20.1. WATER QUALITY FOR IRRIGATION 179
20.2. EVALUATING THE QUALITY OF WATERS FOR IRRIGATION 180
20.3. QUALITY OF IRRIGATION WATERS AND WATERING METHODS 181
20.4. TECHNOLOGIES FOR IMPROVING THE QUALITY OF THE IRRIGATION WATERS 182

## FURNISHINGS TYPES FOR IRRIGATION AND WATERING METHODS

183
21.1. CLASSIFICATIONS AND FEATURES 183
21.2. CRITERIA OF ESTABLISHING (CHOOSING) THE TYPE OF FURNISHING AND THE WATERING METHODS 184
21.3. ADVANTAGES AND DISADVANTAGES OF THE FURNISHINGS TYPES AND OF THE WATERING METHODS 185
21.4. NEW CONCEPTIONS REGARDING THE IRRIGATION TECHNIQUES 186

## IRRIGATION TECHNIQUE THROUGH SURFACE OVERFLOWING

187
22.1. CATEGORIES OF DRILLS AND BELTS 187
22.2. TECHNICAL WATERING ELEMENTS FOR DRILLS AND BELTS 187
22.2.1. Water volume calculation on the field surface 187
22.2.1.1. Belt-watering 187
22.2.1.2. Drill-watering 188
22.2.2. Volume calculation of the soil-permeated water for belt-watering or drill-watering 190
22.2.2.1. Permeated water volume for belt-watering 191
22.2.2.2. Permeated water volume for drill-watering 191
22.2.3. Advance-infiltration calculation 191
22.2.4. Associations between the infiltration function and the advance function coefficients 192
22.2.5. Maximum length of the drills 192
22.2.6. Infiltration speed and cumulated infiltration 193
22.2.7. Irrigation efficiency through surface overflowing 193
22.2.8. Furnishings' projection on drills with variable lengths in a season 194
22.2.8.1. Determining the projection elements at the first watering 195
22.2.8.2. Determining the projection elements area at the 2nd watering 198
22.2.8.3. Determining the projection elements at the 3rd watering 199
22.2.9. Projecting the irrigation furnishings on drills with variable slopes 200
22.2.9.1. Calculation of the irrigation elements on drills with variable slopes 201
22.2.9.2. Calculation of the irrigation efficiency on drills with variable slopes 202
22.2.10. Length of the watering pipe 203
22.2.10.1. Calculation of the admitted length of the watering wing 203
22.2.10.2. Economic length of the watering wing 204

22.2.10.3. Drills' watering pipe (EUBA) ..... 205
22.2.10.4. Experimental results regarding the length of drills and belts ..... 206
22.3. EQUIPMENTS AND INSTALLATIONS FOR WATERING THROUGH SURFACE OVERFLOW ..... 206
22.3.1. DRILL WATERING EQUIPMENT MADE OF RIGID ALUMINIUM PIPES (EUBA) ..... 206
22.3.2. AUTOMATISED FUNCTIONING OF THE DRILL WATERING ..... 207
22.4. INTERIOR FURNISHINGS SCHEME ..... 208

**IRRIGATION TECHNIQUE THROUGH ASPERSION** ..... 210
23.1. TECHNICAL ELEMENTS AND QUALITY INDEX OF THE WATERING THROUGH ASPERSION ..... 210
23.1.1. Intensity of the rain ..... 210
23.1.2. Finesse of the rain ..... 212
23.1.3. Watering uniformity ..... 213
23.1.4. Watering efficiency. Water losses through evaporation ..... 215
23.1.5. Watering time ..... 215
23.2. SPRINKLER ..... 216
23.2.1. Sprinklers manufactured in the country ..... 216
23.2.2. Sprinklers manufactured in other countries ..... 218
23.2.3 Choosing the type of sprinkler ..... 219
23.3. ASPERSION'S WING ..... 219
23.3.1. Hydraulic calculation of the aspersion watering wing ..... 220
23.3.2. Functioning parameters of the watering pipes for the uniform water distribution ..... 223
23.4. MODERN ASPERSION INSTALATIONS ..... 228
23.4.1. Classification of the aspersion installations existing globally ..... 228
23.4.2. Technical and functional features ..... 229
23.5. OTHER ASPERTION IRRIGATION TECHNIQUES ..... 233
23.5.1. Aspersion wings with alternating functioning ..... 233
23.5.2. Aspersion wings with battery-based functioning (grouped) ..... 233
23.5.3. Aspersion with total coverage ..... 234
23.5.4. Aspersion in a fixed system ..... 234
23.5.5. Aspersion in the fixed telescopic system ..... 234
23.6. INTERIOR FURNISHINGS AND ASPERSION IRRIGATION SECTORS SCHEMES ..... 234
23.7. ADVISORY DATA REGARDING SOME COSTS AND PERFORMANCES FOR A SERIES OF MODERN ASPERSION INSTALLATIONS ..... 235

**BIVALENT IRRIGATION TECHNIQUE** ..... 237
24.1. APPLICATION CONDITIONS AND THE BIVALENT IRRIGATION OPPORTUNITY ..... 237
24.2. PRESENT WAYS OF ACHIEVING BIVALENT IRRIGATION PLOTS ..... 237
24.3. BIVALENT IRRIGATION IN THE UNIQUE PIPE NETWORKS, WITH TWO STAGES OF PRESSURE, THROUGH WATTERING TIME LAGGING BASED ON METHODS DURING THE DAY ..... 238
24.4. OPTIMAL DEGREE OF BIVALENCE ..... 239
24.5. SIZING THE PIPE NETWORK FOR BIVALENT IRRIGATION ..... 240
24.6. EXAMPLE OF A PLOT FOR BIVALENT IRRIGATION ..... 242

**LOCALISED IRRIGATION TECHNIQUE** ..... 244
25.1. DRIPPING IRRIGATION ..... 244
25.1.1. Application conditions ..... 244
25.1.2. Components of the dripping watering installation ..... 244
25.1.3. Water demand and technical elements of the watering through dripping ..... 244
25.1.4. Pipe network scheme and watering sector furnishing scheme. Debits and pressures ..... 245
25.2. IRRIGATION THROUGH RIDDLED RAMPS ..... 247
25.3. PUNCTIFORM IRRIGATION ..... 248

**UNDERGROUND IRRIGATION TECHNIQUE** ..... 250
26.1. BASIC PRINCIPLES IN THE UNDERGROUND IRRIGATION FUNCTIONING ..... 250
26.2. COMPONENT ELEMENTS AND CALCULATION OF THE WATER DEMAND ..... 250
26.3. UNDERGROUND IRRIGATION SYSTEMS ..... 251
26.3.1. Underground irrigation systems through mole-drain pipes ..... 251
26.3.2. Underground irrigation system with waterspouts ..... 252
26.3.3. Underground irrigation system with pipes ..... 252

**SUBMERSION IRRIGATION TECHNIQUE. FURNISHING THE RICE FIELDS** ..... 254
27.1. CHOOSING THE SURFACES DESTINED FOR THE RICE CULTURE ..... 254
27.2. STUDIES NECESSARY FOR THE PROJECTION ..... 254
27.3. IRRIGATION REGIME ..... 255
27.4. FURNISHING SCHEMES FOR THE RICE FIELDS ..... 256
27.4.1. General furnishing scheme ..... 256
27.4.2. Improved furnishing schemes ..... 257

**IRRIGATION WITH LOCAL RESIDUAL AND UNDERGROUND WATERS** ..... 258
28.1. IRRIGATION WITH FECALO-DOMESTIC AND INDUSTRIAL SEWERAGE WATERS ..... 258
23.1.1. Infiltration fields ..... 258
28.1.2. Irrigation fields ..... 259
23.1.3. Storing the dejections ..... 259
28.1.4. Distribution of the dejections through the mole-galleries ..... 260
28.2. IRRIGATION WITH UNDERGROUND WATER (PHREATIC AND DEEP-WATER) ..... 260
28.3. TEMPORARY MONO-ANNUAL IRRIGATION ..... 261

**ANTIFREEZE IRRIGATION TECHNIQUE** ..... 262
29.1. ISSUE OF THE ANTIFREEZE-IRRIGATION IN OUR COUNTRY ..... 262
29.1.1. Freezing phenomena during the transition seasons ..... 262
29.1.2. Frost repair areas during the transition seasons in our country ..... 264
29.2. PROTECTION METHODS AGAINST FROSTING USED ON PLANTATIONS ..... 264
29.2.1. General protection methods ..... 264
29.2.2. Antifreeze aspersion technique and the calculation basis ..... 264

**FEATURES OF THE IRRIGATION TECHNIQUES ON THE SLIPERY FIELDS FURNISHED WITH VARIOUS SOLUTIONS** ..... 274
30.1. SURFACE OVERFLOWING IRRIGATION TECHNIQUE IN VARIOUS SLOPE CONDITIONS ..... 274
30.1.1. Furnishing for irrigation through surface overflowing in below 5 % sloping areas ..... 274
30.1.2. Furnishing the past 5 % sloping field with the aim of implementing the irrigation ..... 275
30.2. ASPERSION IRRIGATION TECHNIQUE FOR SLIPERY FIELDS ..... 277
30.2.1. Common plot issues ..... 277
30.2.2. Mobile aspersion equipment and the network elements ..... 278
30.2.3. Conclusions with comparative analysis of the analysed variants and the generalisation possibilities ..... 279
30.3. TEHNICA IRIGAŢIEI BIVALENTE PE TERENURILE ÎN PANTĂ ..... 279
30.3.1. Assertions on the slippery fields bivalent irrigation ..... 279
30.3.2. Techniques typical of the slippery fields bivalent irrigation ..... 280
30.4. SLIPPERY FIELDS LOCALISED IRRIGATION TECHNIQUE ..... 281

**IRRIGATION SYSTEMS CHANNEL NETWORKS IN THE NON-AUTOMATED FUNCTIONING REGIME** ..... 283
31.1. CHANNELS' ROUTE ..... 283
31.2. LONGITUDINAL AND TRANSVERSAL PROFILE ..... 283
31.2.1. Longitudinal profile of the supply channels and the calculation sectors in the permanent regime ..... 283
31.2.2. Water speed ..... 285
31.2.3. Transversal profile characteristic of the irrigation networks ..... 285
31.2.4. Transversal profile characteristic of the connecting sectors: galleries, aqueducts, bridges-channels, drain traps ..... 291
31.3. TRANSVERSAL PROFILE CHARACTERISTICAL OF THE MULTIPLE USAGE CHANNELS ..... 293
31.3.1. Channels with mixed usage: irrigation and navigation ..... 293
31.3.2. Channels with mixed usage: irrigation and energy production ..... 293
31.3.3. Technical and economic aspects regarding the section selection ..... 294
31.3.4. Micro-hydroelectric stations on the irrigation systems' channels ..... 295
31.4. WATERPROOFING THE IRRIGATION CHANNELS ..... 297
31.4.1. Waterproofing necessity ..... 297
31.4.2. Determining the water losses through infiltration ..... 297
31.4.3. Types of armatures ..... 298
31.4.4. Technical and economic aspects regarding the selection of armatures ..... 298
31.5. DRAINING THE FOUNDATION OF THE IRRIGATION CHANNELS ..... 299

**DISTRIBUTION NETWORKS THROUGH UNDER-PRESSURE PIPES IN THE IRRIGATION SYSTEMS** ..... 300
32.1. PRINCIPAL SCHEMES OF THE TYPES OF DISTRIBUTION NETWORKS WITH COMPONENT ELEMENTS ..... 300
32.2. PIPE NETWORK ($R_c$) ON EVEN ($S_1$) AND RUGGED FIELDS WITH WATER PLUGS THROUGH HYDRANTS (IN $S_1$) AND IRRIGATION BENCHMARKS (IN $S_2$) ..... 302
32.2.1. Hydrants and irrigation benchmarks ($H_i$). Placement solutions, types and technical and functional features ..... 302
32.2.2. Types of networks and paths ..... 304
32.2.2.1. Types of networks and paths in the ($S_1$) solution ..... 304
32.2.2.2. Types of networks and paths in the second solution ($S_2$) ..... 309
32.2.3. Pipes and control and protection equipment in the under-pressure irrigation networks ..... 312
32.2.3.1. Pipes. Selection conditions ..... 312
32.2.3.2. Pipe control and protection equipment ..... 314
32.2.3.3. Protection equipment of the pipe network ..... 316
32.3. CALCULATION OF THE PIPE DISTRIBUTION NETWORKS (R.D.) IN THE IRRIGATION TECHNIQUE ..... 318
32.3.1. Appreciations of the calculation methods. Evolution of concepts and procedures ..... 318
32.3.2. Determination of the economic diameters on a given network ..... 319

**AUTOMATISATION IN IRRIGATION. DISPATCHING BASIS IN THE COMPUTERISED SYSTEM** ..... 327
33.1. GENERALITIES. GENERAL AUTOMATIZATION SCHEMES ..... 327
33.2. METHODS, EQUIPMENT AND APPLIANCES USED IN THE AUTOMATIZATION OF THE IRRIGATION PROCESS ..... 328
33.2.1. Methods, equipment and appliances for the data collection (measuring) ..... 328
33.2.2. Methods, equipment and appliances for the data processing and interpretation ..... 331
33.2.3. Methods, equipment and appliances for system commands ..... 332
33.2.4. Methods, equipment and appliances for the system control ..... 332
33.3. AUTOMATISATION OF CHANNEL NETWORKS. SUPPLIES AND DERIVATIONS. ADJUSTINGS AND COMMANDS ..... 334
33.3.1. Technical usage for the adjusting of the supply and distribution networks automatisation ..... 334
33.3.2. Automatisation on the channel networks ..... 334
33.3.2.1. Debit adjusting and the adjusting technique ..... 334
33.3.2.2. Level adjusting the and the adjusting technique ..... 339
33.3. NETWORK FUNCTIONING. COMMAND AND ADJUSTMENT SYSTEMS ..... 344

**IRRIGATION AND WATER SUPPLYING CORRELATION AND ADAPTATION TO THE REQUIREMENTS OF THE AGRICULTURAL HOUSEHOLDS WITH SMALL LOTS, COMPLEX REQUIREMENTS AND VARIOUS LANDSCAPE CONDITIONS** ..... 349

34.1. CONSIDERATIONS ON THE CONDITIONS, TECHNIQUES AND ORGANISING FORMULAS ..... 349

34.2. DISTRIBUTION NETWORKS – RD – WITH FIXTURES AND CONSTRUCTIONS NECESSARY FOR THE SERVING OF PARCELED AGRICULTURE AND THE FIELDS WITH IRREGULAR LANDSCAPE. RD CIRCUMSCRIPTION IN THE HYDRO-TECHNICAL SCHEME OF THE IRRIGATION SYSTEM ..... 350

34.3. SOME IRRIGATION TECHNIQUES AND WATERING EQUIPMENT WITHIN THE SMALL HOUSEHOLDS WITH COMPLEX PROFILE ..... 353

**DISPATCHING IN THE COMPUTERISED SYSTEM FOR THE WATER DISTRIBUTION AT THE IRRIGATION PLOT LEVEL *. EDUCATIONAL CENTRE** ..... 360

35.1. PRESENT DEVELOPMENT POSSIBILITIES FOR COMPUTERISING THE IRRIGATION SYSTEM'S UTILIZATION ..... 360

35.2. TYPES OF PLOTS (EXAMPLES) FOLLOWING THE PROPERTY STRUCTURE AND THE HYDRAULICO-AGRARIAN SYSTEMATIZATION. IRRIGATION ECONOMIC PLOT ..... 362

35.3. EDUCATIONAL CENTER FOR THE IRRIGATION PLOT ..... 367

35.3.1. Monitoring and warning monitoring centre necessity. Educational center ..... 367

35.3.2. Structure of the informational centre of the pilot-plot ..... 369

35.3.3. Functions of the educational centre ..... 370

35.3.4. Implementation variances ..... 372

35.3.5. Requirements for the optimization of watering warning in the plot's exploitation ..... 375

35.3.6. Drafting the watering graphs for each culture ..... 375

35.4. SOFTWARE DISPATCHING SPECIFICATIONS IN THE COMPUTERISED SYSTEM ..... 376

35.5. FULL AUTOMATIZATION POSSIBILITIES WITHIN THE PILOT-PLOT ..... 376

35.6. ADAPTATIONS OF THE IRRIGATION SYSTEMS TO THE WATER DISTRIBUTION CONDITIONS UPON "DEMAND" AND IN THE "AUTOMATIZATION" CONDITIONS ..... 378

35.6.1. Adapting the irrigation plot from the "rotation" functioning mode to the "demand" functioning mode. Implications upon the debit and network. Example ..... 378

ANNEX 1 ..... 380

35.6.2. Framing the irrigation plans in the automatisation scheme with the water distribution following demands ("upon demand"), with computerised dispatching ..... 389

ANNEX 2. Software list (computer) C.N.A.R.B.R.L. From dam to plot ..... 390

ANNEX 3 ..... 392

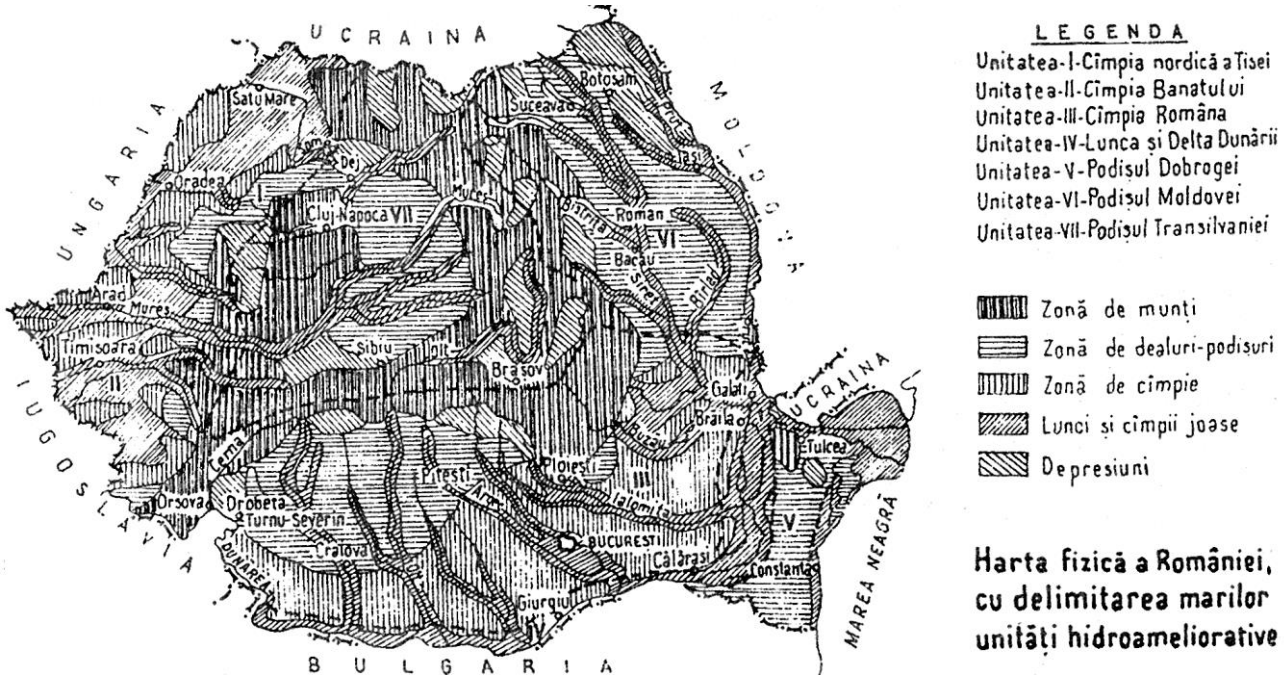
**Motto:**

*Irigaţia este ştiinţa supravieţuirii omului şi*
*Drenajul constituie condiţia de supravieţuire a irigaţiei.*

***C.R. Maierhoter***

Conferința „Apa pentru Pace”
Washington, 1967

# ÎN LOC DE PREFAȚĂ




**Harta fizică a României, cu delimitarea marilor unități hidroameliorative**

Îmbunătăţirile funciare reprezintă pentru agricultura României – cu 15 mil. ha. teren agricol, din care 10 mil. ha teren arabil – un adevărat scut protector evidenţiat prin amplele lucrări determinate de factorii principali de cauzalitate. Astfel:

– Secetele de lungă durată au impus amenajarea unei suprafeţe irigate de peste 3 mil. ha (din cele 7 mil. ha pretabile la irigaţii);

– Ploile torenţiale căzute peste terenurile cu pante mari şi neprotejate, cu consecinţe nefavorabile prin fenomenele de eroziuni şi alunecări declanşate, au condus la amenajarea antierozională a unei suprafeţe de peste 2,2 mil. ha (din cele 5 mil. ha ce reclamă amenajări antierozionale);

– Inundaţiile şi excesul de umiditate al zonelor joase agricole au reclamat amenajări de apărare – îndiguire şi desecări pe suprafeţe ce depăşesc 3,1 mil. ha (din cele 4 mil. ha necesare);

– Cerinţele redistribuirii şi regularizării unor scurgeri de ape locale au condus la o salbă de lacuri de acumulare colinare, ce au şi rol de folosinţe complexe (pentru irigaţii, piscicultură şi alimentări cu apă a unor unităţi agricole), cu implicaţii fundamentale asupra echilibrului ecologic, protecţiei mediului;

– Valorificarea terenurilor ocupate de sărături (peste 520 mii ha); de nisipuri (peste 380 mii ha), de halde de steril (peste 30 mii ha), de turbării şi lăcovişti (peste 800 mii ha) etc. au condus de asemenea la ample amenajări, cu o mare diversitate de soluţii;

– Bălţile şi lacurile de slabă productivitate, din perimetrele agricole (peste 20 mii ha) au fost aduse la o eficienţă cu un grad acceptabil, prin amenajări agropiscicole şi piscicole;

– Protecţia terenurilor agricole (şi a satelor aferente) faţă de o serie de procese poluante provocate de industrie (minieră, petrolieră, chimică) şi chiar de agricultură (reziduuri şi ape uzate de la complexele zootehnice şi de la industria agro-alimentară ş.a.) au determinat o amplă acţiune de studii şi amenajări;

– Apele uzate deversate de la complexele agrozootehnice (peste 1.000 complexe în ţară) au început să fie valorificate prin irigaţii (cu epurare parţială) în agricultură; s-au amenajat deja circa 60 mii ha din cele aproximativ 300 mii ha apte acestui scop;

– Cele peste 30 mii ha degradate prin halde de steril (minier şi de la combinate metalurgice şi siderurgice), ca şi cele poluate prin efectul platformelor petroliere (şi petrochimice) constituie de asemenea o preocupare a sectorului de îmbunătăţiri funciare, în ameliorarea terenurilor degradate-poluate.

Enumerarea eforturilor tehnice şi financiare întreprinse în România pentru sectorul de îmbunătăţiri funciare subliniază cu pregnanţă rolul prioritar al acestui sector în sprijinul agriculturii, ramură de importanţă majoră pentru economia României.

Impactul acestor amenajări a fost puternic resimţit îndeosebi în unele perioade climatice extreme (secete şi ploi abundente), când agricultura a fost protejată, asigurându-se nemijlocit alimentaţia populaţiei, precum şi rezervele necesare.

Institutul de studii şi proiectări pentru îmbunătăţiri funciare – I.S.P.I.F. Bucureşti* – este autorul documentaţiei şi proiectării acestui important volum de amenajări, iar Facultăţile de Îmbunătăţiri Funciare din Iaşi, Bucureşti şi Timişoara sunt sursele de cadre superioare pentru aceste realizări.

Condiţiile în care au fost realizate în perioada 1960-1990 amenajările (ritm extrem de ridicat, atingând şi peste 200 mii ha/an; valori specifice reduse de investiţii; soluţii adesea forţate din punct de vedere al consumului de energie) pentru deservirea agriculturii mari (de stat şi cooperatiste), au condus inevitabil şi la unele situaţii ce impun:

1° – retehnologizări într-o serie de cazuri, precum şi adaptări ale amenajărilor de irigaţii, desecări, CES ş.a. la noile condiţii ale economiei de piaţă cu agricultură privatizată (cu ferme familiale şi asociaţii);

2° – schimbări şi adaptări de echipamente de irigaţii, automatizări etc.;

3° – măsuri riguroase de valorificare raţională a apei, energiei, forţei de muncă şi a fondurilor, cu creşterea randamentului şi a producţiilor agricole;

4° – completări, cu măsuri adecvate de protecţie (drenaje, epurări etc.).

În aceste realizări deosebit de ambiţioase şi tot deosebit de necesare pentru condiţiile agriculturii României, sectorul de irigaţii şi drenaje ocupă un volum impresionant – cantitativ şi calitativ.

Pentru specialiştii acestui domeniu – ingineri hidrotehnişti, de îmbunătăţiri funciare şi protecţia mediului, constructori şi agronomi, informaticieni şi economişti, previzionişti şi responsabili ai economiei României – publicăm această lucrare, rod al unei sinteze didactico-ştiinţifice de câteva decenii şi al unei angajări permanente în promovarea amenajărilor de irigaţii şi drenaje în România.

***Valeriu Blidaru*** şi ***Andrei Wehry***

* I.S.P.I.F. a fost creat în 1951 sub denumirea de I.P.A. (Institutul de Proiectări pentru Ameliorații), având ca prim director pe renumitul specialist și profesor I.M. Gheorghiu (1899-1966), organizatorul de fapt al sectorului modern de producție și învățământ superior pentru îmbunătăţiri funciare din România.

PARTEA I

# DESECĂRI – DRENAJE ȘI PROBLEME COMUNE DE IRIGAȚII ȘI DESECĂRI

Capitolul 1

# IRIGAŢIILE ŞI DESECĂRILE – DRENAJELE – ÎN ROMÂNIA ŞI ÎN ALTE ȚĂRI

În prezent, când amenajările de irigații și desecări au depășit fiecare câte 3 milioane hectare, încă se mai întâlnesc suprafețe de teren pe care lipsa sau excesul de apă stânjenesc dezvoltarea unei agriculturi la potențialul optim.

## 1.1. FACTORII NATURALI

### Caracterizarea orografică şi geomorfologică

România este situată între 43°37' – 48°15' latitudine nordică şi 20°15' – 29°41' longitudine estică, prezentând în acest cadru geografic o mare diversitate a reliefului, climei, vegetaţiei şi solului.

Suprafaţa totală a ţării este de 23.750.000 ha, fiind împărţită, din punct de vedere administrativ, în 41 judeţe şi municipiul Bucureşti.

Un factor caracteristic al aşezării geografice a României îl constituie axarea teritoriului său pe lanţul carpatic, de culmile căruia se leagă genetic şi celelalte forme de relief, dealurile şi câmpiile.

Din punct de vedere geomorfologic, se întâlnesc toate formele de relief: munţii (30% din întreg teritoriul), dealurile şi podişurile (37%) şi câmpiile (33%).

Problemele de irigaţii şi desecări sunt localizate, în cea mai mare măsură, în zona câmpiilor şi podişurilor.

În cele şapte mari unităţi geomorfologice: Câmpia nordică a Tisei; Câmpia Banatului; Câmpia Română; Lunca şi Delta Dunării; Podişul Dobrogei; Podişul Moldovei; Podişul Transilvaniei (inclusiv Podişul Someşan şi Depresiunea Maramureşului), s-au executat lucrări de irigaţii şi desecări care sunt în exploatare în etapa ce urmează (după 1997) majoritatea amenajărilor vor fi modernizate şi chiar retehnologizate.

### Caracterizarea climatică

Având un relief variat şi distribuit în trepte concentrice şi o aşezare care permite încrucişarea unor influenţe climatice continentale (din Europa centrală), excesiv-continentale (din câmpia rusă) şi maritime (din Marea Mediterană, Oceanul Atlantic şi Marea Neagră), clima ţării noastre are un caracter de deosebită diversitate, fapt care imprimă o mare variaţie şi în aspectele îmbunătăţirilor funciare.

Concomitent, teritoriul ţării noastre este supus influenţei barice a două centre de mare presiune: anticiclonul subtropical din Atlanticul de nord şi anticiclonul subpolar clin Siberia. Sub acţiunea acestor centri se deplasează mase de aer, vara răcoroase şi iarna umede şi calde când vin dinspre ocean şi vara calde şi uscate, iar iarna reci atunci când vin dinspre continent.

Acţiunea acestor mase de aer este modificată şi diferenţiată pe teritoriu, prin intervenţia reliefului, în special a lanţului carpatic, realizându-se astfel, în cadrul de ansamblu al climatului temperat continental al ţării noastre, nuanţe variate: oceanică în nord şi nord-vest, mediteraneană în sud şi extrem-continentală în est şi sud-est. În plus, climatul general suferă şi modificări altitudinale, corespunzătoare reliefului de dealuri şi de munţi. Influenţa Mării Negre este foarte redusă şi se manifestă local, fără a modifica ariditatea zonei litorale.

Temperatura medie anuală a aerului variază între 11°C în sudul ţării şi 8°C în nord, scăzând, în medie cu 0,7°C de fiecare grad de latitudine.

În funcţie de relief, temperatura scade, în medie, cu 0,5°C la fiecare sută de metri altitudine. Câmpiile au în cea mai mare parte o temperatură medie anuală de 10°-11°C, dealurile de 7°-10°C şi munţii sub 6°C, ajungând ca la 2.000 m altitudine temperatura medie anuală să fie de 0°C.

Izoterma anuală de 11°C trece prin sudul Câmpiei Române şi prin Dobrogea, de-a lungul Dunării, regăsindu-se în sud-vestul ţării şi despărţind un teritoriu de circa 1.200.000 ha pe care temperatura medie anuală este mai mare de 11°C.

Izoterma anuală de 10°C trece prin sudul Moldovei, prin zona dealurilor Munteniei şi a piemonturilor vestice.

Vânturile sunt profund influenţate vara de acţiunea anticiclonului din Azore, iar iarna de a anticiclonului siberian.

Direcţia predominantă a vânturilor este vestică pentru partea de apus a ţării, nordică şi estică pentru partea de răsărit. În Transilvania predomină vânturile din nord-vest. În Moldova de sud şi în Bărăgan vântul dominant este crivăţul, cu direcţia nord şi nord-vest.

Vânturile cele mai puternice se înregistrează în Moldova răsăriteană, Bărăgan şi Dobrogea şi sunt, în general, vânturi cu direcţia nordică şi estică, atingând un maxim iarna.

În măsură pronunţată aceste vânturi, care sunt uscate, accentuează, primăvara şi vara, acţiunea negativă a secetei asupra culturilor agricole, iar iarna conduc la spulberarea zăpezii.

Umiditatea relativă a aerului, datorită maselor de aer uscat din timpul verii, scade considerabil în Câmpia Dunării, Dobrogea şi Câmpia de vest, ajungând în lunile iulie şi august la 50% sau sub 45% în Câmpia Dunării. Evapotranspiraţia în aceste condiţii creşte puternic, provocând ofilirea plantelor în orele de insolaţie.

Precipitaţiile medii anuale însumează sub 400 mm pe litoralul Mării Negre, 400-600 mm în Câmpia Română, 500-700 mm în Câmpia Tisei, 600-800 mm în zona deluroasă şi 800-1.400 mm în munţi.

Repartiţia precipitaţiilor în cursul anului înfăţişează, în general, un maximum în luna iulie şi un minimum în februarie. În zonele de câmpie distribuţia lunară şi decadală a precipitaţiilor este însă, de regulă, foarte nestabilă, prezentând deseori lungi perioade fără ploi.

Problema insuficienţei precipitaţiilor este deosebit de importantă în Dobrogea, sudul şi estul Câmpiei Dunării şi estul Podişului Moldovei, unde precipitaţiile medii anuale sunt sub 500 mm şi regimul repartiţiei lor este foarte variabil în timp şi spaţiu. Se produc, astfel, secete frecvente şi uneori foarte puternice şi de lungă durată. De pildă, în perioada 1893-1953, din cei 60 de ani, 33 de ani (55%) au fost secetoşi, deci o perioadă secetoasă cu veri excesiv de călduroase şi ierni friguroase care a provocat mari daune agriculturii. În 21 de ani din cei 33, seceta a început din toamnă, nivelurile apelor freatice au fost coborâte iar temperatura a crescut cu 0,5-2°C.

Caracterul secetos al climatului este accentuat, în aceste zone, şi de torenţialitatea precipitaţiilor (70-80% din total), deci de slaba lor valorificare agricolă, precum şi de faptul că ploile sub 5 mm nu întrerup în mod efectiv din punct de vedere agricol perioada de secetă. Aceste ultime ploi, însumate, reprezintă circa 25-30% din totalul precipitaţiilor.

În ansamblul regiunii de dealuri, podişuri şi câmpie sunt posibile perioade de secetă, în jumătatea caldă a anului, mai mari de 30 zile. În Bărăgan şi Dobrogea, perioadele de secetă ajung la o frecvenţă de 7 pe an, cu durata medie a perioadei de 20 zile.

În raport cu principalele forme de relief se pot distinge trei tipuri principale de climat: clima de munte, clima de dealuri şi clima de câmpie. În unele sectoare, în special în estul Podişului Moldovenesc, se face resimţită puternic influenţa secetelor, ca şi în Câmpia Română şi Dobrogea, unde sunt veri uscate, călduroase şi ierni aspre. Vânturile din nord-est, foarte puternice, contribuie la nuanţarea excesivă a acestui climat. Necesitatea irigaţiilor este cea mai pronunţată.

Clima litoralului se resimte pe o distanţă de 15-25 km de la litoral şi se află sub influenţa brizelor marine.

### Caracterizarea hidrografică şi hidrologică

Din punct de vedere hidrografic, aproape întregul teritoriu al ţării aparţine bazinului hidrografic al Dunării, Bazinul Mării Negre (afluenţii direcţi) – 489.000 ha; regiuni semiendoreice – 654.500 ha şi Delta cu lacul Razelm – 439.500 ha.

Repartizarea teritoriului de 23.750.000 ha pe mari unităţi hidrografice (după „Monografia geografică a României" este următoarea: Tisa cu afluenţii 7.143.600 ha; Dunărea cu afluenţii direcţi 15.023.400 ha; Bazinul Mării Negre (afluenţii direcţi) 489.000 ha; regiuni semiendoreice 654.500 ha şi Delta cu lacul Razelm 439.500 ha.

Lungimea totală a cursurilor de apă permanente este de circa 115.000 km, revenind o densitate medie pe ţară de 0,49 km/km$^2$, iar în afara cursurilor de apă curgătoare, mai există o scrie de lacuri – ex. lacul Razelm, care, prin asigurarea alimentării continue din Dunăre (Braţul Sfântul Gheorghe) este utilizat ca sursă importantă de apă pentru irigaţii pe suprafeţe mari, în partea de nord-est a Dobrogei.

Din punct de vedere hidrologic, cursurile de apă prezintă o mare importanţă pentru asigurarea tuturor consumurilor necesare de apă, având în vedere că în afară de Dunăre, aproape toate râurile interioare au debite relativ mici de vară, dar contându-se pe un volum de 19 miliarde m$^3$ acumulabil, din totalul de 65 miliarde m$^3$/an, se va putea lua în considerare folosirea a 45 miliarde m$^3$/an.

### Caracterizarea hidrogeologică

Din acest punct de vedere, teritoriul ţării se poate împărţi în patru zone principale: zona munţilor, zona podişurilor şi dealurilor, zona de câmpie şi zona Luncii şi Deltei Dunării.

Zona munţilor este practic lipsită de straturi freatice, circulaţia apei se face prin fisuri sau goluri şi prezintă izvoare şi ape subterane acumulate în depozite de pantă.

Zona podişurilor şi dealurilor este o zonă săracă sau practic lipsită de straturi freatice pe interfluvii, cu ape subterane puţine, acumulate în depozite de pantă şi cu ape freatice mai bogate în luncile şi terasele râurilor.

Zona de câmpie prezintă straturi freatice cu regim permanent, în general de tip climatic, acumulate în depozite cuaternare. Această zonă, care cuprinde Câmpia Dunării şi a Tisei, se poate împărţi în trei provincii mari hidrogeologice şi anume:

– provincia de alimentare a apelor freatice, situ-

ată la poalele dealurilor sau munţilor, şi corespunde câmpiilor înalte şi teraselor fluviatile şi piemontane;

– provincia de ieşire a apelor freatice, care urmează paralel cu provincia de alimentare şi în aval de aceasta;

– provincia de risipire (sau de încărcare) a apelor freatice, care este situată cea mai în aval de direcţia de scurgere a acestora şi se suprapune câmpiei acoperite de depozite loessoide. După mineralizarea apelor freatice şi condiţiile naturale de drenaj se pot deosebi, în cadrul acestei provincii, două categorii mari de terenuri:

- terenuri cu ape freatice acumulate în depozite permeabile grosiere, ce se întâlnesc în Câmpia Română, la vest de valea Mostiştei, cu apa freatică la adâncimi mai mari de 5 m, nemineralizată, cu un drenaj extern bun, dar cu un drenaj intern defectuos, datorită naturii lutoase sau lutoargiloase a depozitelor loessoide;
- terenuri cu apele freatice acumulate în depozite permeabile fine, care se întâlnesc în Câmpia Română la nord şi la est de Mostiştea, iar în Câmpia Tisei în zona Semlac şi Valea lui Mihai. Se caracterizează printr-un drenaj slab, care favorizează creşterea mineralizării, concentraţiile de 2-3 g/l fiind obişnuite.

Zona Luncii şi Deltei Dunării (inclusiv Lunca Siretului inferior) constituie o zonă cu ape freatice cu regim permanent, de tip climato-fluviatil, acumulate în depozite aluvionare. Apa freatică se găseşte obişnuit între 1-3 m adâncime.

**Solurile**

Din punct de vedere pedologic, este mai întâi de remarcat existenţa unei mari varietăţi de tipuri de sol strâns legată de relief, climă, roca mamă şi vegetaţie, care prezintă, la rândul lor, o mare diversitate de condiţii. Acest paralelism se manifestă vădit prin corelarea zonală a componentelor cadrului fizico-geografic al ţării.

În plus, în cuprinsul zonalităţii generale se deosebesc tipuri intrazonale de sol, a căror formare este rezultatul unor situaţii locale (de relief, de rocă, de vârstă, de hidrogeologie etc.).

Mai mult de două treimi din teritoriul ţării este ocupat de soluri de câmpie şi dealuri, pe care folosinţa agricolă este foarte dezvoltată (69,5-89,5%).

Solurile de munte şi dealuri înalte ocupă mai puţin de o treime; la această grupă, cu excepţia solurilor de pajişte, folosinţa agricolă este slab dezvoltată (20,3-28,8%).

## 1.2. POTENŢIALUL DE IRIGAŢII ŞI DESECĂRI

Prin relieful său variat şi prin condiţiile hidrografice, hidrologice, hidrogeologice şi pedologice, foarte diferite de la un loc la altul, şi prin poziţia climatică specifică, teritoriul ţării noastre ridică probleme de îmbunătăţiri funciare numeroase, dintre care irigaţii şi desecări pe cele mai mari suprafeţe.

Aceste suprafeţe se suprapun îndeosebi pe următoarele unităţi naturale:

– în Câmpia Română, unde se înregistrează mari deficite de umiditate, în special în partea de est şi nord-est (Bărăgan);

– în Delta Dunării şi în Podişul Dobrogei, unde se înregistrează deficite mari, ca şi în Bărăgan (la Sf. Gheorghe apar cele mai mari deficite din ţară);

– în Podişul Moldovei, unde se înregistrează deficite mari în partea răsăriteană şi sudică, iar în partea vestică şi nord-vestică deficitele sunt mai reduse;

– Câmpia Tisei şi Câmpia Banatului, unde au deficite mai mici decât în Câmpia Română;

– în Podişul Transilvaniei, unde se înregistrează deficite mai importante în zona Turda, iar în vest, în părţile laterale, deficitul scade pe măsură ce ne apropiem de munţi. Suprafaţa amenajată până în prezent, cele peste 3 milioane hectare, se află îndeosebi în primele două unităţi naturale şi studiile vor continua, având în vedere atât condiţiile naturale care condiţionează introducerea irigaţiilor (sol, relief, condiţii hidrogeologice etc.), cât şi posibilităţile de amenajare în limite economice (surse de apă, condiţii de aducţiune, echipamente, materiale, energie şi interes din partea agricultorilor). Totodată, la irigaţii, pe baza studiilor, se vor include şi suprafeţele rezultate din creşterea suprafeţei arabile şi agricole, unde va fi cazul.

Se desprinde, ca tendinţă pe glob, dezvoltarea irigaţiilor şi în zonele subumede şi umede, având în vedere existenţa sigură a surselor de apă, norme de irigaţii mai mici (deci economie de apă şi energie) şi producţii sigure şi tot mai mari (de la al XIII-lea Congres Mondial de Ştiinţa Solului, 1986 – Germania).

Pentru desecări-drenaje, din studiile întreprinse în cadrul Academiei de Ştiinţe Agricole şi Silvice (ASAS) rezultă că o suprafaţă de 8,62 milioane ha teren agricol prezintă un exces de umiditate, în diverse grade de intensităţi, funcţie de sursa de apă ce provoacă excesul, durata perioadei cu exces, intensitatea umezirii freatice, condiţiile de relief, sol ş.a., ceea ce a permis următoarea grupare:

– 4,2 milioane ha terenuri cu exces temporar de umiditate cauzat de precipitaţii;

– 1,97 milioane ha terenuri cu exces permanent de umiditate cauzat de apa freatică puţin adâncă;

– 2,45 milioane ha terenuri cu exces de umiditate cauzat de apa de inundaţii sau de infiltraţiile din râuri.

Din aceleaşi studii rezultă că din totalul suprafeţei de mai sus, numai 4,55 milioane ha reclamă măsuri directe de drenaj în scop de desecare, restul suprafeţei având nevoie de măsuri de drenare diferenţiate funcţie de aplicarea irigaţiilor, soluri saline, alcalice, crovuri etc.

S-au întreprins şi alte studii, încât la elaborarea Programului naţional de îmbunătăţiri funciare, 1983, s-a stabilit ca potenţial 5,53 milioane hectare. Cauzele principale ale excesului de umiditate sunt precipitaţiile în condiţiile unui consum redus prin evapotranspiraţie (în special în sezonul rece al anului) şi în prezenţa unui drenaj natural slab şi a unor terenuri cu pante mici sau microdenivelări. Terenurile cu exces de umiditate, provocat de nivelul freatic puţin adânc, ocupă deocamdată suprafeţe restrânse; probabil că arealul acestora va putea cunoaşte o creştere în urma intensificării irigaţiilor, dacă nu va fi efectuat un control riguros al transportului şi distribuţiei apei.

Marile sisteme de irigaţii existente pe întreg teritoriul ţării noastre, ca şi în alte ţări, necesită includerea în schema amenajării complexe şi a soluţiei drenajului (de suprafaţă, freatic sau mixt).

Suprafaţa cea mai mare cu exces de apă se află în bazinele râurilor din vestul ţării. În zona de est şi de sud-est apare prioritar drenajul ca măsură de desalinizare (preventiv sau curativ).

## 1.3. IRIGAŢII ŞI DESECĂRI LA NOI ÎN ŢARĂ, PERSPECTIVE, TEHNICI ŞI TEHNOLOGII

Suprafeţe irigate şi desecate în spaţiul carpato-danubiano-pontic au existat dintotdeauna, datorită condiţiilor naturale de climă – regim deficitar al precipitaţiilor în timp şi spaţiu, cu alternanţă între anii secetoşi şi ploioşi – de sol, hidrogeologice etc.

Dintotdeauna irigaţiile şi desecările au fost practicate pe suprafeţe mici, amenajate rudimentar, existând la irigaţii în anul 1938 un total de 15.400 ha (tabel 1.1), iar după cel de al doilea război mondial, aceste lucrări s-au dezvoltat cantitativ şi calitativ, înregistrându-se la finele anului 1990 la irigaţii 3.187.800 hectare, la desecări 3.097.462 ha şi la drenaje 157.494 hectare. Corelat cu dezvoltarea suprafeţelor irigate, s-au executat mari lucrări de asigurare a surselor de apă. Astfel, în afara multor acumulări şi a canalului Dunăre – Marea Neagră, a început execuţia canalelor: Bucureşti – Dunăre, Siret – Bărăgan, Dunăre – Olt – Argeş, şi alte lucrări sistate deocamdată din lipsă de fonduri.

Cu privire la gradul de tehnicitate şi la tehnologiile aplicate, amenajările noastre de irigaţii au un specific care s-ar putea exprima: „amenajări de irigaţii în sisteme mari cu soluţii moderne”. Avem sisteme de zeci de mii de hectare, unele de peste 100.000 hectare şi chiar de peste 200.000 ha (Mostiştea şi Carasu), cu aducţiuni zonale cu reţele de canale impermeabilizate în mare parte, unele automatizate şi amenajări cu conducte subterane de înaltă presiune pentru udarea prin aspersiune şi joasă presiune pentru udare prin brazde, picurare etc. Echipamentele de udare, atât aripile de aspersiune cât şi echipamentul de udare prin brazde sunt dintre cele mai moderne, adică cu conducte din aluminiu. Aripile de aspersiune sunt cu mutare manuală şi mecanică, dispunem de instalaţii de aspersiune pentru culturi joase autodeplasabile transversal (IAT), pentru culturi înalte (IADF), instalaţie cu pivot central cu mişcare continuă pe timpul aplicării udărilor (IAP), instalaţie cu tambur şi furtun (IATF) în mişcare etc. Pentru udarea prin brazde dispunem de tuburi din aluminiu cu orificii şi vanete reglabile (EUBA) cu deplasare manuală şi tractată.

Se cercetează continuu perfecţionarea şi diversificarea echipamentelor şi a instalaţiilor de irigaţii, precum şi noi tehnici şi tehnologii de proiectare, execuţie şi exploatare care să conducă la consumuri reduse de energie pentru pomparea apei şi execuţia lucrărilor, economii de materiale, economisirea apei de irigaţie etc.

**Tabelul 1.1.** Suprafeţe amenajate pentru irigaţii şi desecări în ţara noastră

| Anul | Irigaţii (ha) | Desecări (ha) |
|---|---|---|
| 1938 | 15.400 | – |
| 1944 | 18.000 | – |
| 1950 | 42.500 | 368.000 |
| 1955 | 93.100 | 404.000 |
| 1960 | 199.700 | 618.000 |
| 1965 | 229.900 | 789.000 |
| 1970 | 731.000 | 1.110000 |
| 1975 | 1.474.000 | 1.965.000 |
| 1980 | 2.310.000 | 2.635.000 |
| 1985 | 2.956.300 | 2.948.800 |
| 1990 | 3.187.800 | 3.097.462 +157.494 ha drenaje |

## 1.4. IRIGAŢII ŞI DESECĂRI ÎN ALTE ŢĂRI, PERSPECTIVE, TEHNICI ŞI TEHNOLOGII

Istoria irigaţiilor şi desecărilor se pierde în negura anilor, îndeosebi pentru irigaţii a teritoriilor aferente fluviilor Tigrul şi Eufrat, Amu Daria şi Sâr-Daria, Narban, Gange, Amur, Sungari, Tarim, Yangtse,

Huanhe, Nilul etc. şi zone geografice ca America Centrală şi de Nord şi Europa, pentru desecări.

Primele cifre la irigaţii atestate de documente sunt din secolul VIII, când suprafaţa irigată era de 800.000 ha, ajungându-se în anul 1985 la circa 275 milioane hectare (tabelul 1.2.).

**Tabelul 1.2.** Dezvoltarea amenajărilor de irigaţie pe glob

| Nr. crt. | Secolul sau anul | Suprafaţa mii ha | Nr. crt. | Anul | Suprafaţa mii ha |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | VIII | 800 | 6 | 1968 | 149.000 |
| 2 | XIII | 1500 | 7 | 1975 | 223.000 |
| 3 | 1888 | 8.000 | 8 | 1980 | 265.000 |
| 4 | 1900 1965 | 40.500 | 9 | 1985 | 275.000 |
| 5 | | 140.000 | 10 | 2000* | 300.000 |
| Rata de creştere medie în perioada 1980-2000 fiind 1,8 milioane ha/an, rezultă că, în 1985, suprafaţa irigată pe glob va fi de aproape 275 milioane hectare. * Prognoză | | | | | |

Creşteri remarcabile ale suprafeţelor cu irigaţii s-au înregistrat în secolul XX, cu deosebire în jumătatea a doua, odată cu dezvoltarea ştiinţei şi tehnicii, funcţie de condiţiile naturale şi sociale şi de explozia demografică.

Avându-se în vedere şi prognoza până în anul 2000, se constată că în secolul XX s-au realizat amenajări de irigaţii pe 260 milioane hectare, deci de 6,4 ori mai mult decât suprafaţa existentă în anul 1900, cu un ritm mediu anual de 2,6 milioane hectare.

Media din perioada 1965-1980 a fost de 8.333.000 ha/an, deci un ritm mediu anual foarte ridicat după cel de-al doilea război mondial.

Referindu-ne la prognoza realizărilor în anul 2000, de 3,0 milioane hectare, rezultă pentru perioada 1980-2000 un ritm mediu anual de numai 1,8 milioane hectare, probabil datorită atât crizei energetice mondiale, cât şi unei crize a apei şi poate chiar a unei crize de supraproducţie din unele ţări dezvoltate.

Este important de reţinut modul de repartizare a suprafeţelor amenajate pentru irigaţii şi desecări existent în 1980, pe zone geografice (tabelul 1.3.).

**Tabelul 1.3.** Suprafeţe amenajate pentru irigaţii şi desecări în 1980 şi repartizarea lor pe zone geografice

| Nr. crt. | Zona geografică | Irigaţii | | Desecări | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | mii ha | % | mii ha | % |
| 1 | Asia (fără fosta URSS) | 184.800 | 69,8 | 32.000 | 19,9 |
| 2 | America Centrală şi de Nord | 31.100 | 11,4 | 67.700 | 42,0 |
| 3 | Fosta URSS | 16.700 | 6,3 | 12,200 | 7,6 |
| 4 | Europa (fără fosta URSS) | 15.300 | 5.8 | 37.700 | 23.6 |
| 5 | Africa | 8.500 | 3,2 | 2.400 | 1,5 |
| 6 | America de sud | 7.500 | 2,8 | 7.800 | 4,8 |
| 7 | Australia şi Oceania | 1.900 | 0,7 | 900 | 0,6 |
| | TOTAL | 264.900 | 100 | 16.600 | 100 |

Acest mod de repartizare a irigaţiilor pe zone geografice – continente este în funcţie de existenţa surselor de apă, de condiţiile naturale, de dezvoltarea populaţiei etc., după cum, la desecări, este în funcţie de zonele cu cel mai mare exces de umiditate.

Referindu-ne la ţările cu cele mai mari suprafeţe irigate/cap de locuitor în ordine se pleacă de la 0,41 ha/cap în Irak, 0,28 Guyana, 0,21 Pakistan, 0,18 Iran, 0,16 Afganistan, 0,14 Madagascar şi Cipru, 0,13 Vietnam, Australia şi Bulgaria, 0,12 Chile, 0,11 România (în 1980), China şi SUA, 0,10 Grecia etc., ajungându-se la 0,01 Olanda şi Belgia.

Ţările cu cele mai mari suprafeţe irigate, în ordine (nivel 1980), sunt: China 85.200 mii ha, India 46.000 ha, SUA 23.419 mii ha, fosta U.R.S.S 16.692 mii ha, Pakistan 14.100, Indonezia 6.900, Iran 5.840, Mexic 4.816, Irak 4.300, Italia 3.555, Franţa 3.500, Thailanda 3.170, R.S. Vietnam 3.040, Afganistan 2.900, Spania 2.854, R.A. Egipt 2.826, Japonia 2.680, Turcia 2.320, România 2.310 mii ha etc., majoritatea dintre aceste ţări aflându-se tot în Asia; dintre aceste ţări, cu cele mai mari suprafeţe irigate, sunt China care are 0,11 ha/cap de locuitor, India 0,08, SUA 0,11, fosta U.R.S.S. 0,06 etc.

Referindu-se la gradul de tehnicitate şi la tehnologiile aplicate în amenajările de irigaţii pe plan mondial se constată că în perioada de vârf din secolul XX, adică perioada 1965-1980, când ritmul mediu anual de execuţie pe glob a fost cel mai înalt, de 8.300.000 hectare/an, amenajările s-au realizat cu soluţii noi, moderne.

Peste tot în lume, începând îndeosebi după 1970, în dezvoltarea lucrărilor de irigaţii şi desecări s-au avut în vedere:

– realizarea de consumuri energetice reduse, economii de materiale, de forţă de muncă, creşterea randamentelor sistemelor, economisirea apei de irigaţie etc.

– evitarea fenomenelor secundare de înmlăştinare şi sărăturare a solurilor, poluarea apelor şi solului;

– creşterea gradului de mecanizare şi funcţionare automată a sistemelor de irigaţii.

În multe ţări ale lumii sunt preocupări de realizare a unei gospodăriri (gestiune) modernă – perfecţionată a apei în exploatarea amenajărilor de irigaţii aplicându-se: recircularea apei, reducerea pierderilor de apă în tranzit, estimarea ameliorată a consumurilor, aplicarea udărilor cu norme diferenţiate, variabile, la timpi optimi, luarea în considerare a aportului freatic etc.

A început a se practica tehnica udării prin micro-brazde (brazde biefate), alimentate prin tuburi de la aripile (instalaţiile) cu presiune joasă, autodeplasabile frontal. Se dezvoltă instalaţii de udare prin aspersiune cu presiuni joase – 2 bari la aspersor, îndeosebi aripi autodeplasabile de tip pivot, practicându-se udarea pe

porţiunea terminală prin duze pulverizatoare. Sunt preocupări de corelare a aplicării udărilor cu furnizarea energiei la irigaţii, cu deosebire în lunile de vârf, când cu prioritate energia se dirijează la irigaţii, industria reducând activitatea (reparaţii şi concedii de odihnă). Eforturi mari se fac pentru promovarea energiilor neconvenţionale: solară, eoliană etc., pentru pomparea apei la irigaţii în amenajări mici, precum şi eforturi de creare a unor materiale noi, mai puţin energointensive, materiale flexibile, uşoare, în amenajările de irigaţii etc. În perspectivă se va ajunge pe glob, în sec. XXI, la o suprafaţă irigată cumulată de 538,2 milioane hectare şi la o suprafaţă desecată de 383 milioane hectare (tabelul 1.4.), schimbându-se ordinea zonelor geografice.

**Tabelul 1.4.** Suprafeţe cu irigaţii şi desecări în perspectivă (sec. XXI) pe zonele geografice

| Nr. crt. | Zona geografică | Total irigaţii mii ha | Total desecări mii ha |
|---|---|---|---|
| 1 | Asia (fără teritoriul fostei U.R.S.S) | 280.000 | 70.300 |
| 2 | Teritoriul fostei U.R.S.S | 90.800 | 67.400 |
| 3 | America de sud | 58.100 | 19.000 |
| 4 | America Centrală şi de nord | 43.300 | 134.300 |
| 5 | Europa | 40.800 | 78.700 |
| 6 | Africa | 20.400 | 10.000 |
| | TOTAL PE GLOB | 533.400 | 379.700 |

Creşteri semnificative la irigaţii se vor înregistra deci tot pe teritoriul fostei U.R.S.S. şi în America de Sud, având în vedere atât sursele de apă existente cât şi cele ce se vor crea prin acumulări.

La dezvoltarea desecărilor pe glob se are în vedere îndeosebi excesul natural de apă. Cu privire la gradul tehnicilor şi tehnologiilor, se apreciază mai întâi că, încă din primele decenii ale secolului XXI, ceea ce în prezent sunt tendinţe, atunci vor deveni tehnici şi tehnologii cu grad înalt de mecanizare şi automatizare, de mare fiabilitate, aplicate pe scară mare, vizând economisirea apei de irigaţie, creşterea randamentului amenajărilor, reducerea consumului energetic, a materialelor, a forţei de muncă etc. În acest scop, pe lângă amenajările noi de irigaţii, modernizarea şi retehnologizarea sistemelor vor ocupa un loc de frunte, construindu-se canale de aducţiune şi distribuţie a apei de irigaţie cu funcţionare automatizată total impermeabilizate sau/şi reţele de conducte, iar reţelele amenajărilor interioare se vor executa în majoritate din conducte subterane, sub presiune (se va urmări o folosinţă multiplă a reţelelor de canale şi conducte).

În construcţiile şi instalaţiile pe reţelele de irigare se vor utiliza materiale noi, uşoare, flexibile, neenergointensive etc., iar pentru pomparea şi punerea sub presiune a apei se vor folosi şi energii neconvenţionale. Aducţiunile şi distribuţiile gravitaţionale, ca şi acumulările, vor avea un mare rol.

Cercetarea ştiinţifică din mileniul III va juca un rol cu totul deosebit în problema diversificării şi perfecţionării metodelor de udare, a echipamentelor şi instalaţiilor, având în vedere în principal bionica, ştiinţă care studiază „invenţiile" naturii şi de la care am învăţat aspersiunea – ploaia artificială – şi am ajuns cu picătura de apă la metoda de udare prin picurare, pentru ca pe mai departe să se creeze noi metode de udare (condensul, care a şi început ş.a.).

Tehnologii noi vor fi puse la punct privind provocarea ploii din norii aflaţi la momentul necesar prin bombardarea norilor cu iodură de argint sau cu zăpadă carbonică ($CO_2$ solidificat) etc. şi de dirijare a ploii pe suprafeţe propuse a fi udate.

Culturile hidroponice vor fi dezvoltate tot mai mult, iar apa salinizată a mărilor şi oceanelor va fi cercetată, atât pentru desalinizare la un cost convenabil, cât şi pentru folosirea directă la irigaţii, adaptând unele culturi. În exploatarea şi întreţinerea amenajărilor de irigaţii a marilor sisteme va predomina gospodărirea modernă a apei şi a fondului funciar (monitorul acestora), băncile de date vor furniza în orice moment informaţii pentru continua corectare a acestei gospodăriri apă – sol şi modernizarea amenajărilor. Întreaga exploatare va fi condusă prin calculatoare cu afişarea rezultatelor pe ecran, cu prelevare de date prin teledetecţie, organizând şi ordonând totul prin folosirea conceptului cibernetic de „stare medie a sistemelor". Dispecerizarea în sistem informatizat va juca un rol deosebit în dirijarea apei.

În mileniul III, un rol important alături de irigaţii trebuie să-l joace practicile culturale bune, tehnologiile noi de cultură, cu scopul ca suprafaţa amenajată pentru irigaţii, ce va atinge circa 550 milioane ha, să asigure hrana populaţiei Terrei. Prof. S. Hajrasuliha din Iran arată că pentru o populaţie de 6 milioane sunt necesare 550.000.000 ha, calculând că pentru această populaţie sunt necesare 27.000 milioane de kilo-calorii/zi (s-au avut în vedere 4.500 kilo-calorii/cap şi zi) şi că 1 ha va produce 60.000 kilo-calorii/zi în ţările avansate şi cu o practică culturală bună.

Totodată se mai constată că circa 550 milioane hectare irigaţii în mileniul III reprezintă jumătate din suprafaţa potenţial irigabilă pe glob de 1.100,0 milioane hectare şi pentru că în lume suprafaţa aproximativ cultivată este de 1.500,0 milioane şi suprafaţa brută potenţial cultivabilă a Terrei este de 3.500,0 milioane hectare, acelaşi profesor arată că pe scama acestor suprafeţe ar putea trăi 40 miliarde locuitori.

La lucrările Conferinţei internaţionale „Apa pentru pace" de la Washington, 1967, C.R. Maierhoter arăta că: *„irigaţia este ştiinţa supravieţuirii omului şi drenajul constituie condiţia de supravieţuire a irigaţiei"*.

Capitolul 2

# SCHEME HIDROTEHNICE PENTRU SISTEME DE IRIGAŢII ŞI DESECĂRI

## 2.1. SISTEME DE IRIGAŢII

### 2.1.1. ELEMENTELE ŞI CLASIFICAREA SISTEMELOR DE IRIGAŢII

După scopul urmărit se pot deosebi: irigaţia de umezire, irigaţia de fertilizare, irigaţia de protecţie antigel, anticriptogramică, precum şi irigaţia de spălare a solului.

Pentru o bună funcţionare, un sistem complex de irigaţii trebuie să fie prevăzut cu obiectivele principale (fig. 2.1) ca: centrul de priză, reţeaua de aducţiune, distribuţie a apei şi reţeaua de colectare şi evacuare, precum, şi instalaţiile de pe reţeaua de canale, care să asigure o corectă funcţionare.

Sistemele de irigaţii perfecţionate care se proiectează în prezent în ţara noastră se caracterizează prin aceea că toate elementele sistemelor sunt minuţios calculate şi adaptate condiţiilor locale. Posedă instalaţii de reglare a debitelor, nivelurilor şi vitezelor, permiţând distribuţia apei cu randamente mai ridicate. Aceste sisteme de irigaţie se împart în trei grupe, în funcţie de mărimea suprafeţei de irigat: mari (25.000- 50.000 ha), mijlocii (10.000-25.000 ha) şi mici (sub 10.000) şi sunt alimentate cu apă prin ridicare mecanică. O mare calitate a acestor sisteme este şi aceea că se pot adapta condiţiilor agriculturii private cu parcele mici.

### 2.1.2. REŢEAUA DE CANALE A SISTEMULUI DE IRIGAŢIE

Sistemul de irigaţie cuprinde următoarele două categorii de canale; reţeaua de aducţiune şi de irigaţie; reţeaua de colectare şi evacuare.

Dacă sistemul de irigaţie aparţine unei singure organizaţii, apa se livrează direct din sursă în canalul de distribuţie, al unităţii care îndeplineşte funcţia de canal principal de aducţiune al sistemului (fig. 2.2.).

În sistemele mari de irigaţii, reţeaua de canale este formată din: canalul de aducţiune (CA) numit şi magistral, atunci când debitul este mare (peste 10 $m^3/s$) şi serveşte şi altor cerinţe, ca: navigaţie, hidroenergetică, alimentare cu apă etc., având o parte inactivă de aducţiune şi o parte activă de distribuţie şi cea terminală, de descărcare; canalele de distribuţie de ordinul I şi II (CDI şi CDII) şi canalele de distribuţie de sector (CDS).

Funcţie de organizarea unităţilor agricole, a asociaţiilor, a fermelor, canalele distribuitoare de diferite ordine pot fi denumite şi canale de distribuţie între gospodării, iar pentru o unitate poate fi canal de distribuţie a unităţii sau canalul principal al unităţii.

Din CDS apa este preluată de canalul provizoriu de irigaţie (cpi) şi repartizată elementelor de udare (brazde, fâşii ş.a.) direct sau prin intermediul rigolelor de irigaţie.

*Reţeaua de colectare şi evacuare.* Nu toată apa captată prin centrul de priză este folosită util pe câmpiile de irigaţie. Adesea, o parte din apa de irigaţie, precum şi aceea provenită din precipitaţii, din infiltraţia canalelor şi de la vreun canal defect, rămâne în exces pe câmpuri şi trebuie evacuată; altfel, ea ar duce la degradarea solului prin înmlăştinare şi salinizare.

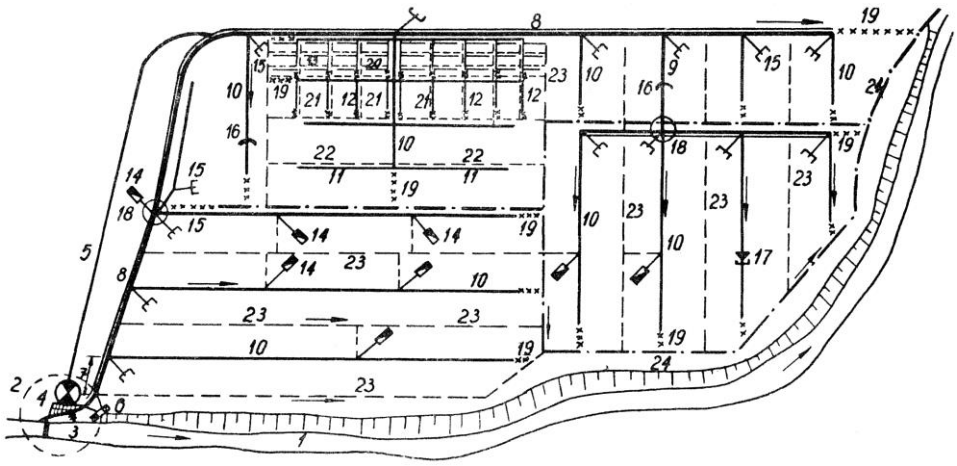


**Fig. 1.1.** Schema unui sistem clasic de irigaţii: 1 – sursa; 2 – centrul de priză; 3 – instalaţii de spălare şi evacuare; 4 – staţie de pompare de bază; 5 – canal de alimentare prin ridicare mecanică; 6 – staţie hidroenergetică; 7 – partea inactivă a canalului magistral; 8 – partea activă a canalului magistral; 9 – ramificaţie; 10 – canale de distribuţie dintre unităţi; 11 – canale de distribuţie de unitate (C.P.I.); 12 – canal de distribuţie pentru grup de sectoare; 13 – canale de distribuţie de sector; 14 – vană de evacuare; 15 – stăvilar regulator de debit; 16 – cădere; 17 – instalaţie de curent rapid; 18 – nod de distribuţie; 19 – canal terminal; 20 – canal colector de sector; 21 – canal colector pentru grup de sectoare; 22 – canal colector principal; 23 – canal principal de evacuare; 24 – canal magistral de evacuare.

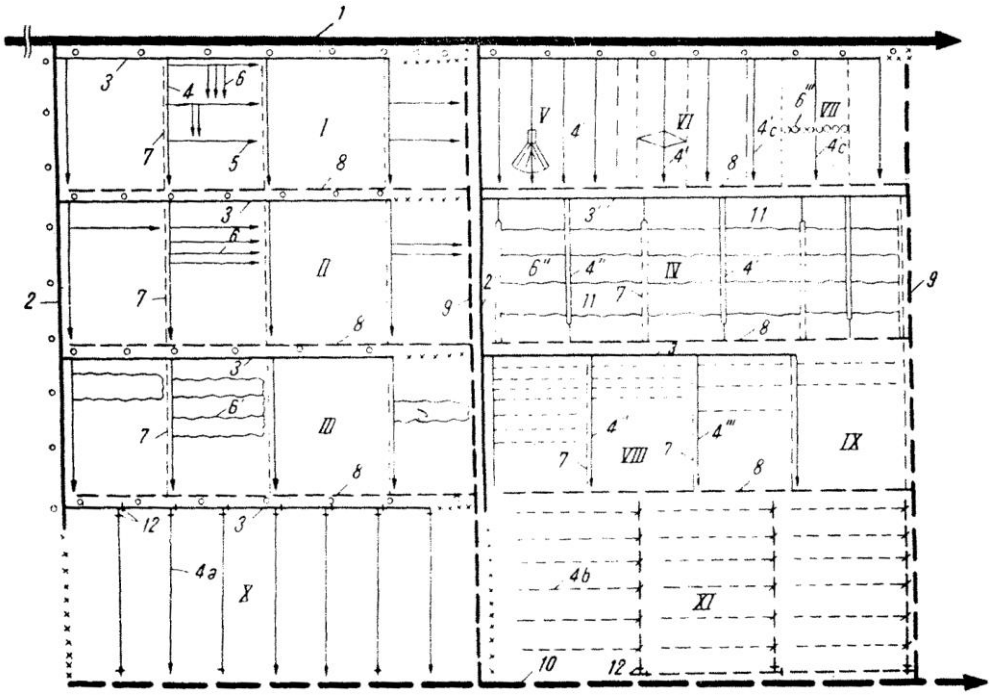


**Fig. 2.2.** Schema teoretică a unui sistem de irigaţie din interiorul unităţii cu elementele de irigaţie-udare şi colectare-evacuare, pentru cele trei metode de irigaţie I, II, III, IV – metoda de irigaţie prin scurgere la suprafaţă; V, VI, VII – metoda de irigaţie prin aspersiune; VIII, IX – metoda de irigaţie subterană; X – sistem cu funcţie mixtă; XI – sistem cu funcţie reversibilă: I – longitudinală; II – udare prin brazde – schema transversală; III – udare prin fâşii; IV – udare pe parcele de orez; V – udare prin aspersiune cu agregate cu presiune mare; VI – udare prin aspersiune cu agregate cu presiune mică; VII – udare prin aspersiune cu instalaţii româneşti; VIII – udare subterană continuă cu vacuum; IX – udare intermitentă – fără presiune sau cu presiune; X – reţea ca funcţie mixtă; XI – reţea cu funcţie reversibilă: 1 – canal principal de irigaţie (C.P.I.); 2 – canal distribuitor de grup de sectoare (c.d.g.s.); 3 – canal distribuitor de sector (c.d.s.); 3' – canal de alimentare la orezării; 4 – canal provizoriu de irigaţie (c.p.i.); 4' – canal de irigaţie prin aspersiune (c.a.); 4c – conductă de aspersiune (c.a.); 4" – canal de repartiţie, în cazul orezăriei (c.r.); 4"' – conducta de alimentare subterană; 4a – canal cu funcţie mixtă; 4b – dren absorbant folosit şi pentru irigaţie; 5 – rigolă de irigaţie (r.i.); 6 – brazdă de udare (b); 6' – fâşie de udare f; 6" – parcelă de orez p; 6"' – instalaţie de aspersiune; 7 – şanţ de evacuare; 8 – canal colector de sector; 9 – canal colector de grup de sectoare; 10 – canal colector principal; 11 – diguleţe transversale la orezărie; 12 – stăvilare regulatoare de nivel şi debit.

Astăzi nu se mai concepe nici un sistem de irigaţie fără sistemul respectiv de evacuare (şi chiar de drenaj) şi de acest principiu va trebui să se ţină seamă la lucrările ce se proiectează, ca şi la completarea şi perfecţionarea celor existente.

Reţeaua de canale de aducţiune şi distribuţie se trasează pe locurile înalte, iar cea de colectare pe locurile cele mai joase ale zonei (v. fig. 2.1. şi 2.2.).

Reţeaua de colectare se compune din:

– canalele terminale, ce se construiesc în mod obligatoriu la sfârşitul şi în prelungirea canalelor permanente de alimentare, în scopul de a evacua restul de apă rămas nefolosit;

– şanţurile de evacuare – au rolul de a colecta apa de udare neconsumată prin rigole şi brazde, scursă direct la suprafaţa terenului sau prin infiltraţie (v. fig. 2.2.);

– canalele colectoare de sector – colectează apa din şanţurile de evacuare, precum şi apa în surplus din canalele provizorii de irigaţie.

– canalul colector principal sau colectorul unităţii – primeşte apa adusă de canalele colectoare de sector sau de grup de sectoare (dacă există);

– canalele principale de evacuare ale sistemului de irigaţie – colectează apele de la canalele colectoare principale şi de la canalele terminale ale canalelor principale de irigaţie şi o descarcă în canalul magistral de evacuare sau direct în recipientul zonei irigate.

Întreaga reţea de colectare şi evacuare se construieşte în debleu.

## 2.1.3. SCHEMA SISTEMELOR DE IRIGAŢII FUNCŢIE DE RELIEF ŞI POZIŢIA SURSEI DE APĂ

Amplasarea în plan a complexului de canale şi construcţii, ce asigură alimentarea şi evacuarea apei, reprezintă schema oricărui sistem ce se stabileşte în funcţie de factorii social-economici şi de cei naturali, în special relieful şi poziţia sursei de apă a centrului de priză.

Factorii social-economici, care trebuie luaţi în considerare, sunt: viaţa economică existentă, aşezarea centrelor populate şi industriale, căile de comunicaţie etc., precum şi organizarea în perspectivă, condiţionată de tipurile şi mărimea unităţilor agricole, posibilitatea organizării şi dezvoltării întreprinderilor industriale, căile de comunicaţie şi transporturi, necesităţile şi posibilităţile de furnizare a energiei, repartiţia şi schimbul de terenuri pentru aşezăminte şi centre de unităţi, includerea treptată în irigaţie a terenurilor zonei de ameliorat.

Într-un anumit teritoriu schema hidrotehnică poate avea rolul coloanei vertebrale în amenajarea hidraulico-agrară, fiind în administrare şi exploatare sub administraţia de stat.

*Relieful.* În funcţie de mărimea şi poziţia suprafeţei irigabile, apa se poate capta din sursă (de obicei, cursuri de apă sau acumulări) prin diverse genuri de prize, situate la distanţe variabile de locul distribuţiei.

În cazul perimetrelor mari irigabile, sau dacă locul de captare a apei se găseşte la distanţă mare, iar suprafaţa prezintă un relief variat, specific unităţii geomorfologice în care se încadrează etc., se pot diferenţia, ca scheme specifice hidrotehnice, cele de tip relief „de deal”, „de şes”, „de luncă sau deltă” şi „de cumpănă de ape sau mixt” (fig. 2.3 a, b, c, d).

Relieful tip „de deal” este caracterizat prin pantă mare, curbe de nivel aproape perpendiculare pe direcţia râului, apa freatică la mare adâncime, subsolul cu proprietăţi drenante naturale. El permite: fie trasarea canalului magistral, prin mijlocul zonei de irigat, perpendicular pe curbele de nivel, în care caz distribuitoarele, ce pleacă din el pe ambele părţi, au o dominaţie unilaterală faţă de teren (fig. 2.3 a), fie trasarea canalului magistral la partea superioară a zonei aproape paralel cu curbele de nivel, cu distribuitoarele cu dominaţie bilaterală.

Albia râului, fiind stabilă, permite amenajarea unui centru corespunzător de priză, iar panta mare a terenului permite construirea aducţiunii cu partea inactivă scurtă.

Prima variantă se aplică, în general, terenurilor cu pantă mai pronunţată, micşorând astfel numărul de căderi şi creând condiţii favorabile pentru producerea hidroenergiei. A doua variantă se aplică terenurilor cu pantă mai mică.

Relieful tip „de şes”, cu o pantă redusă şi neuniformă a terenului, având curbe de nivel cu direcţie aproximativ paralelă cu râul, drenare naturală slabă, apele din subsol la mică adâncime şi cu înclinare a terenului spre tasare şi mineralizare, determină, în general, două variante de trasare a schemei hidrotehnice a sistemelor de irigaţii. În prima variantă, canalul magistral, cu partea inactivă lungă, se trasează pe cele mai înalte puncte de-a lungul curbelor de nivel (fig. 2.3 b). Reţeaua de alimentare se mai poate trasa şi conform variantei a doua, în care canalul magistral se duce de-a lungul curbelor de nivel până la mijlocul zonei şi apoi se îndreaptă perpendicular pe aceste curbe, iar distribuitoarele se dispun în unghi faţă de curbele de nivel, având dominaţie unilaterală asupra terenului.

A doua variantă se aplică la o zonă cu lungime mică şi la o pantă mare, care oferă posibilitatea de a se obţine energie hidraulică pe canalul magistral.

Relieful tip „de luncă şi deltă” se caracterizează prin pantă foarte mică, cu microrelief frământat, apele din subsol ia mică adâncime şi adesea mineralizate. Canalul magistral la un sistem de irigaţie amenajat pe

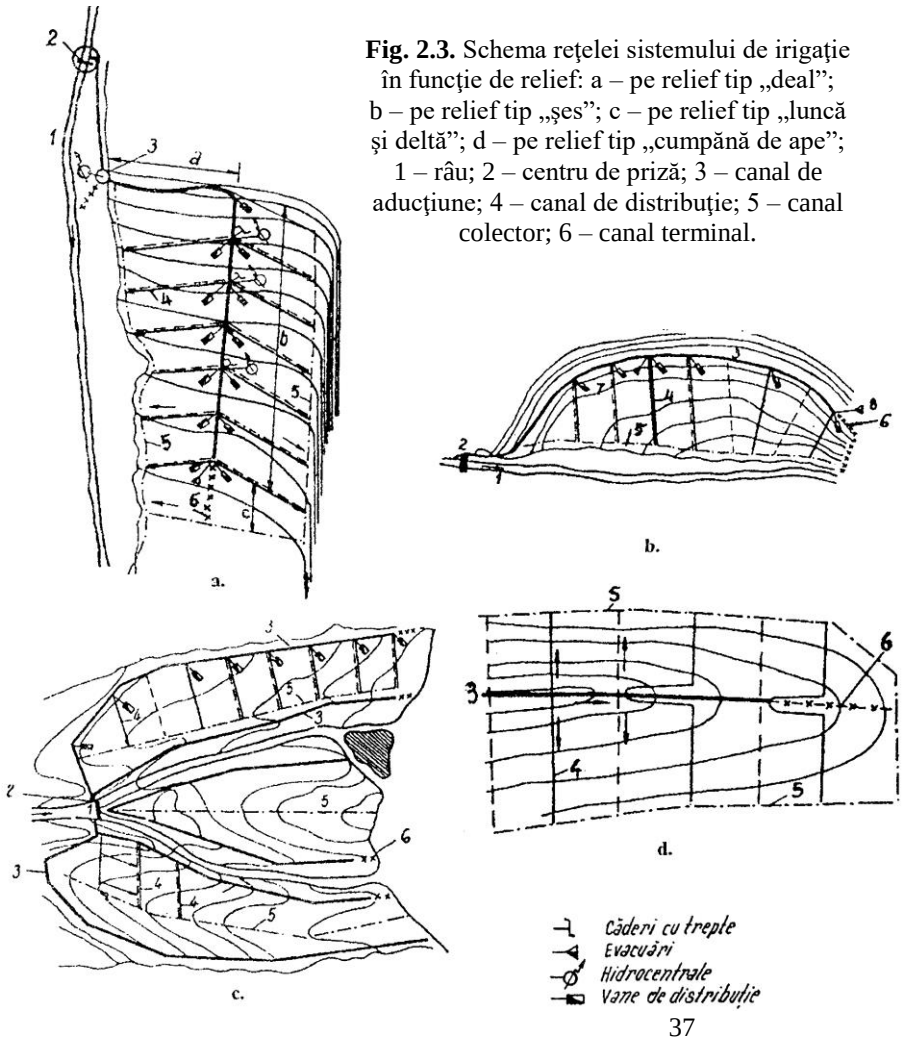



**Fig. 2.3.** Schema reţelei sistemului de irigaţie în funcţie de relief: a – pe relief tip „deal”; b – pe relief tip „şes”; c – pe relief tip „luncă şi deltă”; d – pe relief tip „cumpănă de ape”; 1 – râu; 2 – centru de priză; 3 – canal de aducţiune; 4 – canal de distribuţie; 5 – canal colector; 6 – canal terminal.

astfel de terenuri prezintă o parte inactivă scurtă şi o parte activă ramificată (fig. 2.3 c). Priza de apă se face frecvent de tipul „prin ridicare mecanică”.

La terenurile cu pante mici şi cu tendinţă spre înmlăştinare şi salinizare, reţeaua de aducţiune şi derivaţii se construieşte în săpătură adâncă şi apa este ridicată în canalele de irigaţie prin mijloace mecanice, acesta fiind singurul sistem recomandabil pentru canalele de pământ; se mai recomandă impermeabilizarea canalelor sau înlocuirea lor prin jgheaburi şi conducte.

La relieful tip „de cumpănă de ape sau mixt”, care prezintă partea cea mai ridicată în mijlocul zonei de irigat, canalul de aducţiune se va trasa pe cumpăna apelor având dominaţie bilaterală asupra terenului (fig. 2.3 d).

## 2.1.4. CONSIDERAŢII ASUPRA POZIŢIEI CENTRULUI DE PRIZĂ ŞI ASUPRA SCHEMELOR DE REŢELE

Pentru a se putea distribui apa gravitaţional pe suprafaţa irigabilă, în cazul scurgerii la suprafaţă sau fără consum suplimentar de energic în afară de cazul aspersiunii, este necesar ca apa, luată din sursă, să fie adusă pe cât posibil în punctul cel mai ridicat al suprafeţei (fig. 2.4 a, b, c).

În cazul (2.4 a) se evidenţiază trei soluţii:

- $S_I$ – construirea unui canal de aducţiune cu lungime $L$ mare şi cu pantă $I$, cu priză fără baraj $A$, într-un sector de râu cu pantă mare $i$; $i > I$;
- $S_{II}$ – construirea unui canal cu lungime mai mică $L_1 < L$ şi cu priză cu baraj $A_1$, care suprainalţă nivelul apei cu $h_1$;
- $S_{III}$ – construirea unei prize cu ridicarea mecanică $C$.

Comparându-se cele trei soluţii, în ideea aducerii apei în punctul $B$ de cotă maximă, rezultă costul amenajărilor.

Diferenţa de cotă $h$ între cele două puncte $B$ şi $C$ pentru soluţia I este $h = L(i - I)$ şi astfel lungimea părţii inactive a canalului de aducţiune este:

$$L = \frac{h}{i - I}$$

Diferenţa dintre cotele apei în punctele $B$ şi $C$ pentru soluţia II va fi: $(A_1 + h_1 - L_1 I) - (A_1 - L_1 i) = h$

De aici rezultă lungimea $L_1$ a părţii inactive a canalului de aducţiune:

$$L_1 = \frac{h - h_1}{i - I} < L$$

Soluţia de mai sus cu baraj prezintă avantajul că, reducând lungimea părţii inactive a canalului magistral cu $d = L - L_1$, micşorează prin aceasta costul, dar trebuie comparată cu cheltuielile pentru construcţii şi exploatarea barajului.

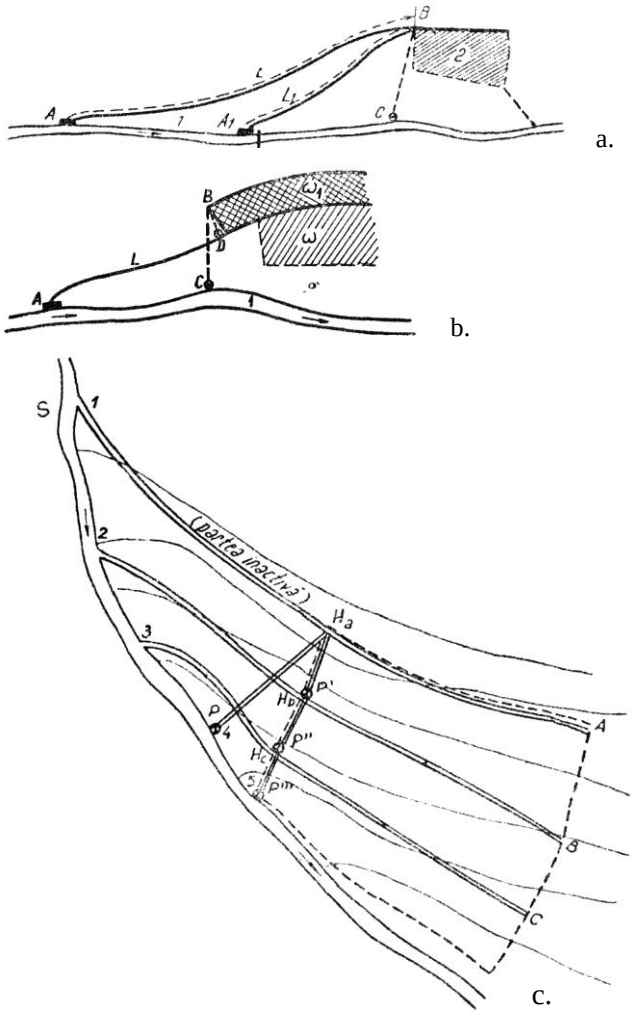



**Fig. 2.4.** Soluţii şi variante de amplasare a centrelor de priză:
a. Schema a trei soluţii de poziţie a prizei şi traseului (două prin scurgere gravitaţională şi una prin ridicare mecanică;
b. Schema a trei soluţii de priză şi traseului (două prin ridicare mecanică şi una prin scurgere gravitaţională);
c. Soluţii şi variante ale poziţiei centrului de priză al traseelor aducţiunii gravitaţional şi prin pompare pentru S.I.

În multe cazuri, nici una din cele două soluţii expuse mai sus (cu $L$ şi $L_1$) nu sunt satisfăcătoare şi se poate recurge la ridicarea mecanică a apei, pentru irigarea întregii suprafeţe sau a unei părţi din ea. Şi în acest caz se întâlnesc două situaţii (fig. 2.4 b):

– în punctul C, lângă râu (1) se instalează o staţie de pompare care trimite apa în punctul $B$, pentru a iriga întreaga suprafaţă ($\omega_1 + \omega$), dacă condiţiile tehnice şi economice motivează aceasta;

– suprafaţa cea mai înaltă $\omega_1$ se irigă prin ridicarea mecanică a apei din punctul C al râului sau din punctul D al canalului magistral, iar restul suprafeţei $\omega$ se irigă gravitaţional, prin canalul magistral $L$, care pleacă din punctul $A$ al râului.

Din punct de vedere economic, problema se finalizează în ipoteza soluţiei în modul următor:

În cazul derivării gravitaţionale a apei dintr-un râu, cota de dominaţie asupra suprafeţei de irigat se obţine luându-se pentru canalul de aducţiune (*C.A.*) o pantă *I* mai mică decât a râului *i*.

În ipoteza că poziţia şi cota primului nod de distribuţie de pe *C.A.* sunt fixate, se va stabili poziţia locului de priză astfel încât să rezulte un cost minim al părţii inactive a *C.A.* (între priză şi primul nod de distribuţie). Cazul se referă la situaţia când *C.A.* este paralel cu râul şi locul de amplasare al prizei poate fi oriunde pe râu. Păstrând notaţiile din figura 2.4. ($S_I$), deci: *L* – lungimea medie (pe *C.A.* şi pe râu); *h* – diferenţa de nivel între râu şi canal, în dreptul primului nod de distribuţie *(B)*, rezultă:

$$h = L(i - I) \text{ sau } L = \frac{h}{i - I}$$

Dacă se presupune costul canalului *(C)* proporţional cu secţiunea acestuia *(A)*, rezultă:

$$C = K \cdot A \cdot L = K \cdot h \cdot \frac{A}{i - I} \quad (1)$$

$$I = \frac{n^2 \cdot q_m^2}{A^2 \cdot R^{\frac{4}{3}}} = \frac{n^2 \cdot q_m^2 \cdot M^{\frac{2}{3}}}{A^{\frac{8}{3}}} \quad (2)$$

unde:

$M = \frac{A}{R^2}$ este coeficientul de formă al canalului.

Considerându-se pentru *P* din formula lui Chézy expresia $\frac{1}{n}R^{\frac{1}{6}}$, a lui Manning, se obţine $R = \left(\frac{A}{M}\right)^{\frac{1}{2}}$ şi $q_m$ – debitul maxim al canalului.

Făcând înlocuirile rezultă:

$$C = K \cdot h \frac{A}{i - \frac{n^2 \cdot q_m^2}{A^2 \cdot R^{\frac{4}{3}}}}$$

Pentru aflarea minimului lui *C*, derivând şi egalând cu 0, rezultă secţiunea *A* şi panta *I* economice, pe care trebuie să le aibă canalul de aducţiune:

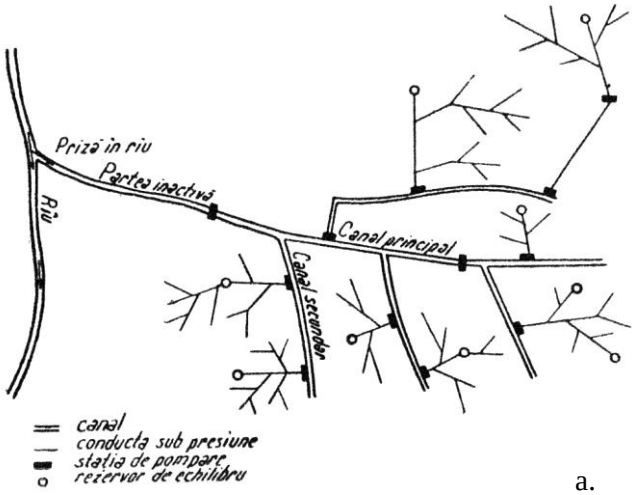
$$A = \left( \frac{11}{3} \cdot \frac{n^2 \cdot q_m^2 \cdot M^{\frac{3}{8}}}{i} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (3)$$

$$I = \frac{3}{11} i \quad (4)$$

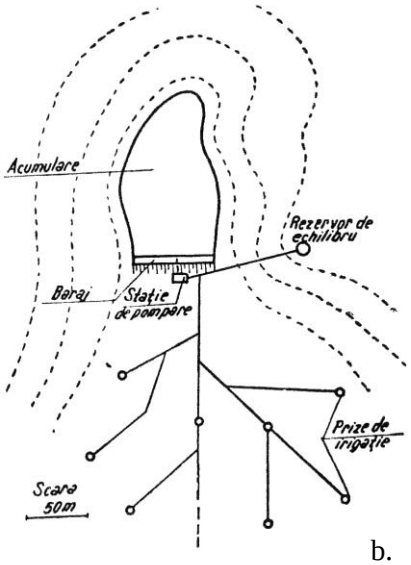
Tot o problemă economică, mai generală decât precedenta, poate fi pusă pentru întreaga reţea de irigaţie sau numai pentru reţeaua de aducţiune, în scopul de a căuta panta şi secţiunea udată cea mai economică pentru fiecare tronson de canal, prevăzând şi includerea de ridicări mecanice sau de căderi motrice.

În acest caz, funcţia ce trebuie minimalizată va depinde de diferitele secţiuni $A_i$ ale tronsoanelor de canal, iar acestea vor fi legate de investiţiile specifice $B_1$ şi $B_2$ (pentru puterea produsă sau folosită) şi de debitele tronsoanelor de canal.

*Tipuri de reţele.* În tehnica irigaţiei sunt diferenţiate trei tipuri de reţele de aducţiune şi distribuţie: clasice, sub presiune şi de lacuri colinare (fig. 2.5 a, b).




a.




b.

**Fig. 2.5.** Schema unei reţele de irigaţii cu distribuţia sub presiune: a – R.D. cu rezervoare de echilibru ocupând diverse poziţii; b – R.D. cu alimentare din lacuri colinare

Reţelele clasice au toate elementele de tip deschis, prin care transportul apei se face gravitaţional.

Reţelele sub presiune (dezvoltate la noi după anul 1955), în care distribuţia apei se face printr-o reţea de conducte pusă sub sarcină printr-o staţie de pompare şi punere sub presiune sau gravitaţional. Presiunea în reţeaua de distribuţie poate fi menţinută datorită hidrofoarelor (cu pompe cu turaţie variabilă) şi în special rezervorul de echilibru, a căror capacitate (câteva sute de $m^3$) este neglijabilă în raport cu mărimea volumelor

de apă tranzitate. Rezervoarele de echilibru pot ocupa diverse poziţii faţă de reţea: de trecere, intermediar, de capăt (fig. 2.5 a).

Reţelele lacurilor colinare[1] s-au dezvoltat pe seama acumulărilor din apele de precipitaţii scurse pe versanţi şi văi, în zonele de dealuri şi coline acumularea dominând o mică zonă irigabilă (fig. 2.5 b) prevăzută cu o reţea de conducte de distribuţie sub presiune prin intermediul unui mic rezervor de echilibru supraînălţat.

Aducţiunile situate în amontele reţelei de distribuţie sunt de dimensiuni mari, sub formă de canale, apeducte, galerii, conducte cu debitul mediu al lunii de vârf.

Aducţiunea prin canale este adeseori mai economică, necesitând pe lângă construcţiile impuse de realizarea canalului şi traversarea diferitelor forme de relief. În cazul automatizării sunt necesare instalaţiile de reglare specifice tipurilor de funcţionări şi comenzi din „aval" din „amonte", „din aval cu comandă amonte" etc. În ultima perioadă s-a realizat tipul de „reglare dinamică", care este o reglare prin amonte de un gen permanent, printr-un ordinator („proces control" sau „comanda funcţionării"). În avalul aducţiunilor sunt prevăzute în general staţii de pompare asociate cu rezervoare.

*Reţelele de distribuţie.* Ansamblul lucrărilor situate în avalul rezervoarelor constituie reţelele de distribuţie.

Ele sunt, în general, în prezent, de tip radial (palmat-ramificate), cu o formă arborescentă uşor de proiectat.

## 2.2. SISTEME DE DESECĂRI[2]

### 2.2.1. ELEMENTELE ŞI CLASIFICAREA SISTEMELOR DE DESECĂRI

Elementele componente ale sistemului de desecare se pot grupa după cum urmează (fig. 2.6): teritoriul desecabil; reţeaua de desecare-regularizare; reţeaua de canale colectoare-evacuare şi recipientul-emisarul.

[1] Termenul de „lac colinar" include nu numai „acumularea", ci ansamblul „lac-reţea".

[2] Desecarea intensivă şi complexă (măsură de bonificare, ameliorare, echilibrarea regimului de apă, săruri, gaze temperatură etc.) se realizează îndeosebi prin drenaj. Denumirea acestei tehnici (drenajul) începe să înlocuiască din ce în ce mai mult noţiunea vastă de „desecare".

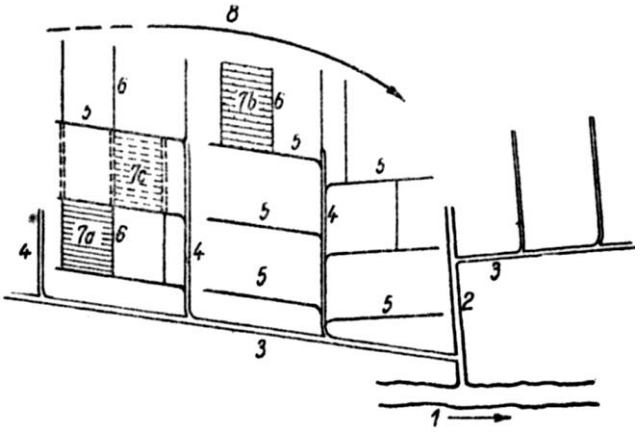



**Fig. 2.6.** Schema sistemului de desecare: 1 – recipient (emisar); 2 – canal magistral de evacuare (C.M.E.); 3 – canal principal de evacuare (C.P.E.); 4 – canal colector principal (C.C.P.); 5 – canal colector pentru grup de sectoare (c.c.g.s); 6 – canal colector de sector (c.c.s.) sau dren colector; 7 – elemente de desecare – regularizare; a – şanţ de colectare; b – şanţ umplut cu material filtrant; c – dren; 8 – canal de centură.

După modul cum se evacuează apa în recipient, sistemele de desecare se clasifică în: sisteme de desecare cu evacuare gravitaţională, sisteme de desecare cu evacuare prin ridicarea mecanică, sisteme de desecare cu evacuare mixtă a apei.

După modul de transport al apei, sistemele de desecare se împart în: deschise, închise şi mixte, asemănător sistemelor de irigaţii.

După posibilitatea de reglare a regimului de apă, sistemele de desecare se împart în: sisteme simple, care îndeplinesc numai o singură funcţiune – evacuarea surplusului de apă, şi sisteme complexe cu posibilităţi de regalare a regimului de apă – evacuarea surplusului de apă în perioadele de exces de umiditate şi oprirea apei sau aducerea apei în perioadele deficitare.

După poziţia în plan a elementelor de desecare se diferenţiază: sisteme de tip orizontal, vertical, radial-mixt.

### 2.2.2. REŢEAUA DE CANALE A SISTEMULUI DE DESECARE

Reţeaua de desecare-regularizare cuprinde totalitatea elementelor care servesc la drenarea teritoriului şi este compusă din:

– şanţul de colectare, element de desecare de tip provizoriu, care se trasează pe sectorul de desecat;

– drenul – este elementul de regularizare a regimului de apă, aer şi temperatură din sol.

Apa colectată de reţeaua de regularizare se evacuează în canalele colectoare de sector sau în drenurile colectoare.

Reţeaua de canale de colectare-evacuare cuprin-

de totalitatea elementelor care servesc la colectarea apei din reţeaua de desecare-regularizare şi la evacuarea acesteia în recipient, fie gravitaţional, fie prin pompare, şi este formată din:

– canalul colector de sector sau drenul colector, care colectează apele şanţurilor de colectare, respectiv drenurile de colectare, respectiv drenurile de colectare;

– canalul colector principal – colectează apele de la canalele colectoare de grup de sectoare;

– canalul principal de evacuare ce colectează apele de la canalele colectoare principale şi le evacuează în canalul magistral de evacuare sau în emisar.

Canalul de centură este situat la limita unităţii ameliorative, având funcţiunea de a colecta şi evacua apele exterioare de suprafaţă şi de mică adâncime în afara suprafeţei desecabile.

Traseul canalului de centură trebuie să urmărească linia de separaţie şi trebuie să culeagă succesiv scurgerile ce vin prin talvegurile terenurilor înalte şi chiar de pe teren. După colectarea tuturor talvegurilor, dacă punctul de predare a apelor în recipient se află la o oarecare distanţă, tronsonul canalului de centură, care nu mai colectează alte ape, se deviază de cele mai multe ori de linia de separaţie şi, dacă trece prin terenuri joase, se îndiguieşte, luând numele de canal de evacuare (fig. 2.7. a).

Canalele de centură trebuie dirijate, pe cât posibil, direct înspre cursul de apă natural cel mai apropiat (fig. 2.7. b). Dacă debitele de apă de suprafaţă provenite de pe terenurile înalte sunt mici, însă debitele straturilor acvifere sunt mari, canalele de centură, când au o lungime mică, pot fi construite închise, sub forma unor canale umplute cu piatră (fig. 2.7. c).

Panta fundului canalului de centură trebuie să fie de minimum 0,002, iar viteza de scurgere de minimum 0,5 m/s.

Secţiunea transversală a canalului de centură este, în general, de formă trapezoidală (fig. 2.7 d) şi prezintă, în mod curent, următoarele caracteristici: taluzul amonte $m_1 = 1,5$; taluzul aval $m_2$ = unghiul natural al terenului respectiv; distanţa de la umărul talazului aval până la piciorul depozitului de pământ (diguleţ) = 0,5 m.

## 2.2.3. SCHEMA SISTEMELOR DE DESECĂRI, FUNCŢIE DE RELIEF ŞL POZIŢIA RECIPIENTULUI

Amplasarea reţelei de canale de colectare şi evacuare depinde de relieful terenului şi condiţiile de organizare a teritoriului desecabil.

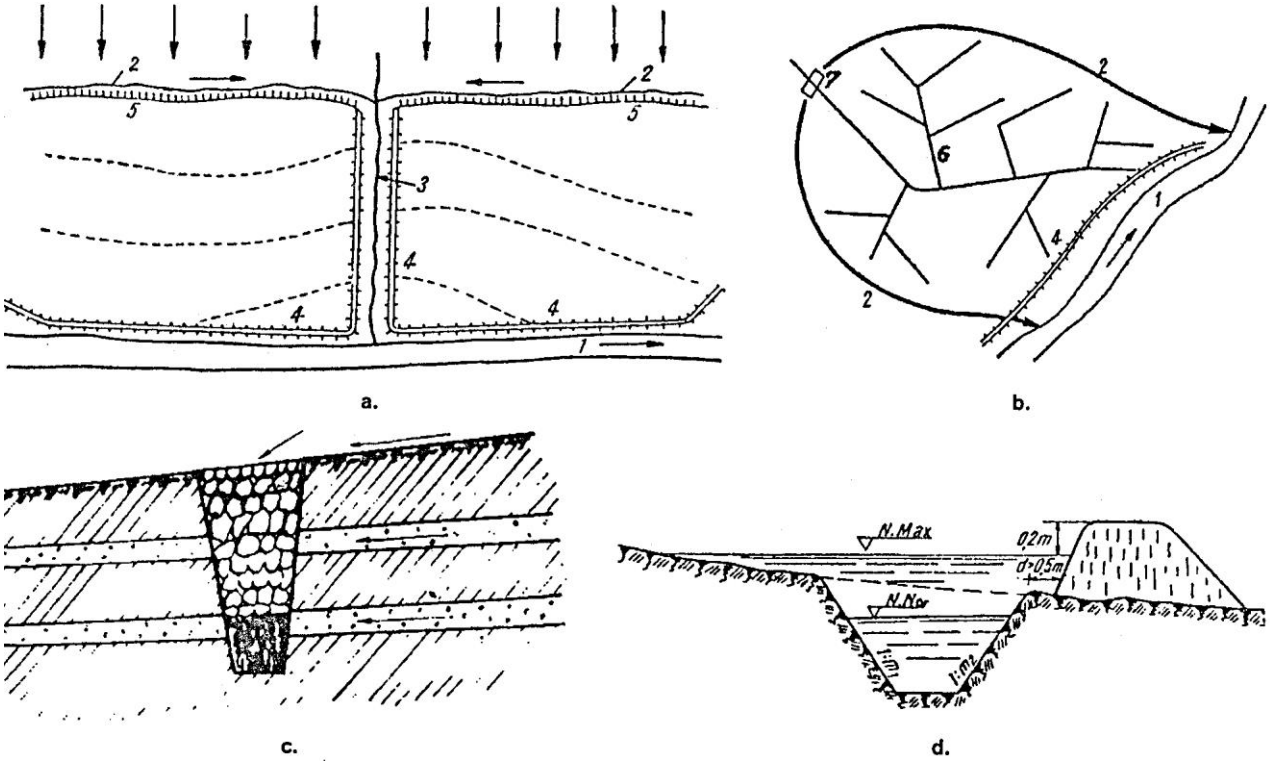



**Fig. 2.7.** Canalul de centură: a) amplasarea canalului de centură şi traseul lui prin zona joasă; 1 – râul (recipientul); 2 – canalul de centură trasat pe linia de separaţie; 3 – canalul de centură traversând zona joasă; 4 – diguri; 5 – linia de separaţie a terenurilor înalte de cele joase; 6 – reţeaua de canale de colectare şi evacuare a zonei joase; 7 – stăvilar; b) schema de amplasare şi evacuare a canalului de centură; c) canal de centură închis (umplut cu material filtrant); d) secţiune transversală prin canalul de centură.

Odată construit, canalul de centură pentru colectarea apelor „înalte" trebuie să se aibă în vedere că zona joasă prezintă neregularităţi. Aceasta are linii principale şi secundare de talveguri, depresiuni, precum şi linii de înălţimi, grinduri.

Canalele de desecare-evacuare se trasează de-a lungul liniilor de depresiuni, pentru a avea posibilitatea de a colecta apa de pe întinderi mai mari.

Şanţurile naturale – privalele înierbate, rigolele – adună apa de pe suprafaţa terenului şi din depresiunile mai mici, conducând-o, în cele mai multe cazuri, în canalele colectoare sau în canalele de evacuare, amenajate, în general, pe linia privalelor mari, care au pantă mai mare şi sunt mai adânci (fig. 2.8 a). Canalele de colectare se varsă în canalul de evacuare, care la rândul lui, se varsă în recipient. Dacă zona de desecat este foarte mare şi, cuprinzând mai multe depresiuni, este împărţită în mai multe unităţi, având fiecare canalul ei de evacuare, aceste canale se vor vărsa direct în recipient sau se pot reuni într-un canal de evacuare magistral.

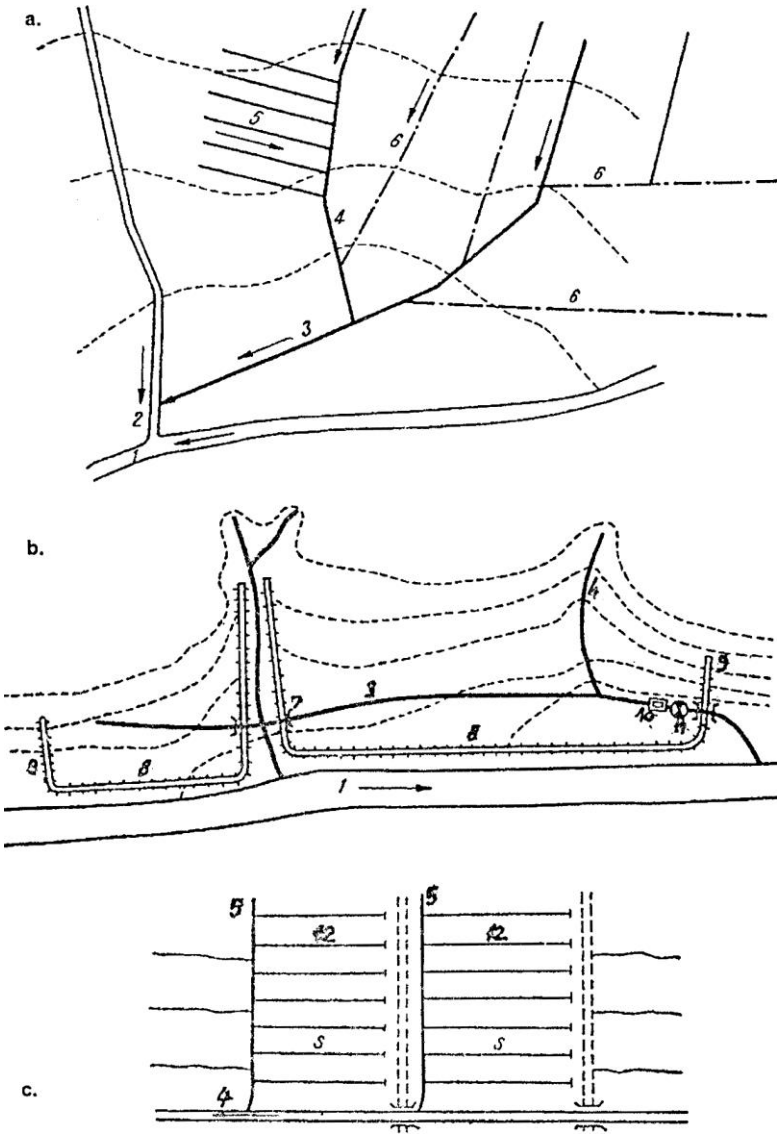



**Fig. 2.8.** Reţeaua de colectare, evacuare şi desecare din zona joasă: a – luându-se în considerare orografia terenului; b – într-o unitate îndiguită de formă alungită; c – luându-se în considerare organizarea şi sistematizarea teritoriului; 1 – recipientul (râul); 2 – canalul magistral de evacuare; 3 – canalul principal de evacuare; 4 – canalul colector principal; 5 – canale colectoare de sector; 6 – şanţ natural (talveg secundar); 7 – sifon; 8 – dig longitudinal; 9 – dig transversal; 10 – bazin de sosire – compensare – aspiraţie; 11 – instalaţie de evacuare (prin pompare şi gravitaţional); 12 - elemente de regularizare (şanţuri deschise sau închise, drenuri); S – sectorul desecabil.

În cazul când canalul magistral sau cel principal de evacuare este amplasat în interiorul unei incinte, paralel cu digul, pentru a colecta apele aduse de reţeaua de desecare, ca şi apele infiltrate pe sub dig, el ia numele de canal principal de evacuare interior (fig. 2.8 b).

Dacă se intenţionează să se folosească mai târziu aceleaşi canale de colectare şi evacuare pentru irigaţii prin stăvilire, ele trebuie făcute cu o pantă mai mică (aproximativ 0,5%), pentru a avea nevoie de cât mai puţine instalaţii de barare şi pentru a se obţine o stăvilire cât mai uniformă şi eficace.

Dacă desecarea se face prin canale deschise, planul de desecare cu canale de colectare şi evacuare va avea aspectul unei table de şah cu sectoare de minimum 400 şi maximum 1.200-2.000 m lungime, şi cu lăţime de 200-250 m şi suprafaţa de 20-40 ha şi mai mult, pentru a permite exploatarea mecanizată.

## 2.3. SISTEME CU FUNCŢIE REVERSIBILĂ „DESECĂRI – IRIGAŢII"

Prin analizarea unor situaţii de pe teren (de exemplu la Baia – Sasca – Fălticeni) s-a ajuns la concluzia că în unele zone s-ar putea aplica sisteme hidroameliorative care să permită şi reglarea bilaterală a regimului de apă în sol, pe baza unui riguros bilanţ de apă, fiind vorba de sisteme reversibile şi mixte (fig. 2.9 a, b, c, d).

*Sisteme reversibile şi mixte.* În cazul când apele freatice sunt abundente (cazul I: $Q > e \cdot l$ sau cazul II: $Q \cong e \cdot l$) nemineralizate şi situate în apropierea suprafeţei terenului, permiţând alimentarea plantelor prin capilaritate, s-ar putea adopta un sistem reversibil (fig. 2.9 a), care poate funcţiona astfel: când terenul prezintă exces de apă se vor deschide pe rând stăvilarele 4 şi 3 de pe canalul principal

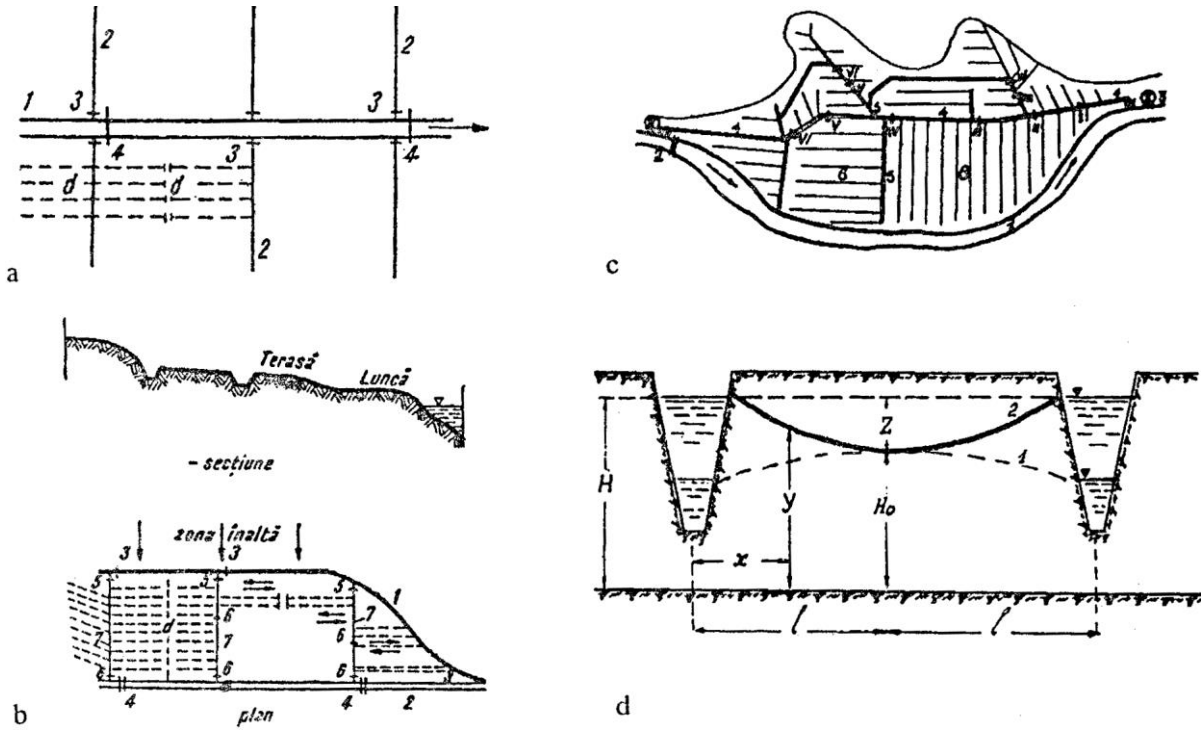



**Fig. 2.9.** Sisteme reversibile şi mixte: a. Sistem reversibil; b. Sistem mixt; c. Schema sistemului mixt de regularizare a regimului de apă în sol: 1 – râul folosit ca sursă şi emisar; 2 – priza de apă – gravitaţional – prin pompare; 4 – canal central de desecare şi irigare cu acţiune mixtă; 5 – canale principale (de colectare – evacuare sau de distribuţie pentru irigaţii) 6 – elemente de regularizarea regimului de apă (desecare sau irigare); I-VI – instalaţii de reglarea scurgerii – vane; d. Variaţia nivelului apei freatice prin manevrarea vanelor.

de evacuare 2, până se asigură norma de desecare. Când sunt de aşteptat perioade secetoase, umectarea se bazează pe închiderea stăvilarelor 3 şi 4 (după nevoie).

Canalele de colectare – evacuare 2 se vor amplasa astfel încât să poată fi asigurată descărcarea lor în canalul principal de evacuare 1, ca şi intrarea apei în acest canal, când se barează, în canalele 2. Distanţa între canalele de colectare – evacuare 2 se alege astfel ca mecanizarea muncilor agricole să nu fie stânjenită (circa 300-400 m). În funcţie de permeabilitatea solului, între aceste canale 2 se pot amenaja linii de drenuri, situate la distanţă impuse de natura terenului. Amplasarea stăvilarelor pe canalul de evacuare 1, ca şi pe canalele de colectare – evacuare 2, se face la distanţe reieşite din calculul remuului.

În cazul când terenurile care prezintă exces de apă în anumite perioade sunt situate pe terasă, se poate adopta tot soluţia unui singur sistem hidroameliorativ – sistemul mixt (fig. 2.9 b).

Funcţionarea sistemului mixt cu o singură reţea de canale – pentru ambele scopuri (desecare-irigare) este următoarea: în perioadele excedentare în apă se deschid stăvilarele 3, 4, 6 şi se închid stăvilarele 5. Astfel, apele scurse de pe versanţi, ca şi din izvoarele de la piciorul versantului terasei, se evacuează prin canalul de centură 1 în canalul principal de evacuare 2. Apele excedentare din zona joasă (cuprinse între canalul de centură 1 şi canalul principal de evacuare 2, ca şi cele de pe terenul din dreapta acestuia) se evacuează prin intermediul drenurilor d şi canalelor de colectare – evacuare 7 în canalul principal de evacuare 2, iar din acesta în emisar. În perioadele deficitare în apă (secetoase) se opreşte scurgerea apelor locale (de suprafaţă şi freatice, în caz când sunt nemineralizate), prin închiderea stăvilarelor 6. Apele astfel barate sunt obligate să se infiltreze până la rădăcina plantelor, prin intermediul drenajului.

În cazul când nu sunt suficiente aceste ape locale ($Q$) pentru satisfacerea consumului de apă ($e$) de pe fâşia de teren, de lăţime ($i$), se va aduce apa colectată de pe versanţi şi din izvoare de către canalul de centură 1. Prin închiderea vanelor 3 şi deschiderea vanelor 5 şi închiderea succesivă a vanelor 6 se asigură pătrunderea în sol a apelor transportate de canalul de centură 1.

Dacă nu sunt suficiente nici aceste ape, se va apela şi la apele canalului principal de evacuare 2, dacă calitatea lor o permite şi, prin închiderea succesivă a vanelor 4 şi deschiderea succesivă a vanelor 6, se va asigura intrarea acestor ape. Rezultă deci că procesul de exploatare al acestor sisteme trebuie condus cu multă atenţie, în funcţie de umiditatea solului. Distanţa dintre canalele de colectare şi evacuare 7, ca şi dintre drenuri, se alege ca şi în cazul sistemului reversibil.

În primele două cazuri (cazul I: $Q > e \cdot l$ şi cazul

II: $Q \cong e \cdot l$ ), problema este mai simplă şi pentru realizarea nivelului freatic dorit, manevrarea judicioasă a vanelor este suficientă; aceasta, desigur, în cazul unei ape de calitate corespunzătoare.

În cazul III: ( $Q < e \cdot l$ ), debitul de apă care se scurge prin canal fiind inferior intensităţii evapotranspiraţiei ($e$) pe distanţa ($l$), rezultă necesitatea ca, în afara barării scurgerii va trebui adus un debit de apă suplimentar $Q_0$ din alte surse, pentru a evita coborârea nivelului stratului freatic. În acest caz se pot amenaja sisteme hidroameliorative mixte. În primele două cazuri (I şi II) se pot amenaja sisteme hidroameliorative reversibile. Eventual s-ar putea aduce şi în aceste două cazuri un debit suplimentar de apă, atunci când ar fi nevoie de împrospătat apa sau chiar de făcut spălări, în caz că apar fenomene incipiente de sărăturare. Aceasta ar însemna legarea sistemului cu o sursă de calitate bună.

Deşi soluţia propusă prin sistemul reversibil se adoptă în cazul apelor nesalinizate, prin circulaţia apei predominant ascendentă, există oarecare tendinţă de salinizare ce poate fi combătută şi printr-o agrotehnică corespunzătoare.

Pentru amenajarea terenurilor din luncă în spiritul celor arătate mai sus, se poate adopta un sistem hidroameliorativ de tip mixt (fig. 2.9 c); desigur, pot exista o serie întreagă de variante, dar ne referim la un principiu de bază: „folosirea unei singure reţele de canale – în săpătură în dublu scop, desecare – irigare". Acelaşi râu poate servi atât ca sursă de apă pentru irigaţii (în cazul că apele locale nu sunt suficiente, $Q < e \cdot l$ , sau nu au calitatea necesară), cât şi ca emisar pentru evacuarea apelor în surplus. Reglarea scurgerii şi a regimului de umiditate în sol se poate realiza prin manevrarea vanelor, după caz (fig. 2.9 d).

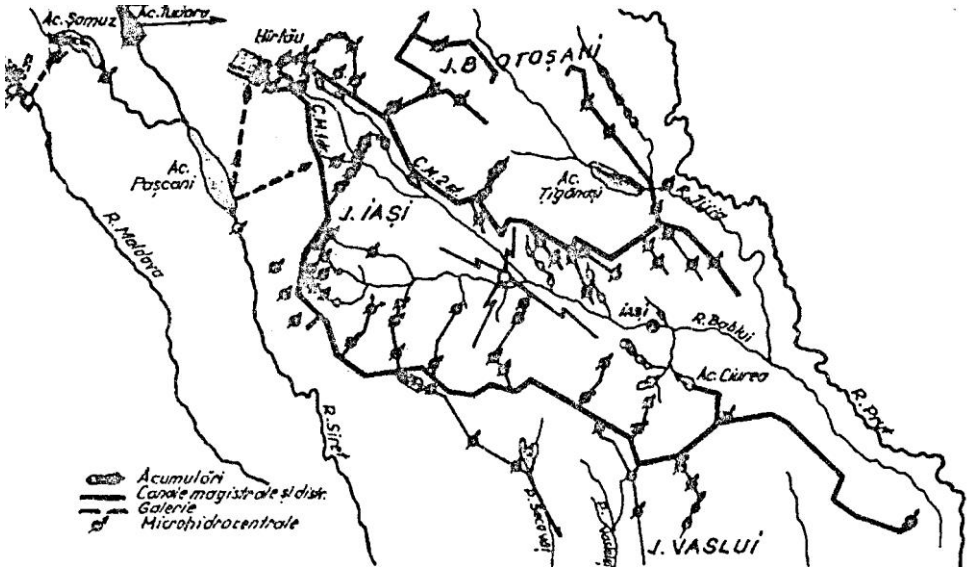



**Fig. 2.10.** Schema hidrotehnică a Sistemului Teritorial de Irigaţii Iaşi, cu producere de energie – propunere orientativă.

## 2.4. SCHEME HIDROTEHNICE CU FUNCŢII COMPLEXE

La baza schemelor hidrotehnice complexe stă concepţia asigurării cerinţelor (în apă) tuturor sectoarelor interesate: irigaţii, piscicultură, zootehnice, alimentarea cu apă a populaţiei şi industriei, energia hidraulică şi transportul pe apă.

Concomitent cu cerinţele enumerate, soluţiile schemelor complexe vizează şi măsurile de protecţia apelor şi mediului, regularizarea scurgerii şi lupta contra inundaţiilor şi contra eroziunii solului.

Realizările schemelor complexe sunt nemijlocit condiţionate de asigurarea regularizării scurgerii prin bazine de acumulare situate în zone dominante, completate prin reţele de canale cu aducţiuni gravitaţionale şi adesea cu rol de tranzitare (a apei) între bazine hidrografice limitrofe.

În cazul ridicării apei prin pompare, pentru ecluzări sau alimentări cu apă a unor suprafeţe amplasate la cote superioare, energia necesară se obţine din surse proprii, de la hidrocentralele electrice (H.E.) incluse în schema hidrotehnică (exemplu schema preconizată la Iaşi pentru Sistemul de irigaţii din Centrul Podişului Moldovei[1] (fig. 2.10). Studiul a fost realizat şi pe modele fizice la Univ. Tehnică Iaşi – Catedra de Hidroamelioraţii.

La elaborarea soluţiilor şi fixarea regimului de exploatare a acumulărilor şi întregii scheme hidrotehnice se urmăreşte satisfacerea cu apă a tuturor folosinţelor şi consumatorilor din zona respectivă.

Există, desigur, una sau două folosinţe principale care determină condiţiile tehnico-economice de construire a complexului şi de exploatare. Regimul de construire este stabilit după ramura – folosinţa de apă principală a economiei (naţionale sau zonale), ţinând cont obligatoriu şi de interesul celorlalte ramuri.

Situaţii de acest gen se întâlnesc în majoritatea ţărilor care dezvoltă în complex amenajările cursurilor de apă şi fondul funciar.

[1] V. *Scheme hidrotehnice complexe*, Edit. Tehnică, Bucureşti, 1986 (V. Blidaru).

Capitolul 3

# PREGĂTIREA TERENULUI PENTRU DESECĂRI ŞI IRIGAŢII

## 3.1. DEFRIŞAREA, DESTUFIZAREA, ÎNLĂTURAREA CIOATELOR ŞI A ALTOR OBSTACOLE

Terenurile aflate în circuitul agricol, ca şi cele noi, recuperate prin lucrări de regularizări, asanări etc., prevăzute a se deseca şi iriga, reclamă o serie de măsuri speciale, din care unele se execută înaintea amenajărilor hidrotehnice (de exemplu defrişările), altele se pot executa şi concomitent (de exemplu nivelările), iar altele ulterior.

Cele mai ample măsuri sunt necesare pe terenurile noi, ca cele mlăştinoase şi la care ne vom referi mai întâi.

Procesul de transformare a terenului mlăştinos nefertil în sol cultivabil de mare fertilitate este un proces de lungă durată, în care desecarea hidrotehnică reprezintă un prim pas.

Desecarea aplicată izolat de o serie de măsuri agrotehnice nu va putea îndeplini nici măcar operaţia de eliminare a excesului de apă din sol.

Pe solurile drenate, lipsite de structură, din cauza lipsei de permeabilitate, apa nu se scurge în drenuri şi rămâne în exces în sol sau la suprafaţa solului.

În consecinţă, pentru a grăbi procesul de transformare a terenului mlăştinos nefertil în sol cultivabil este necesar ca, pe lângă desecarea hidrotehnică, să se aplice o serie de măsuri speciale care se pot grupa în:

– măsuri pentru înlăturarea obstacolelor (defrişarea arborilor, curăţirea terenului de tufişuri şi de arboret tânăr, îndepărtarea pietrelor şi muşuroaielor);

– primele lucrări agrotehnice (desţelenirea, îngrăşarea şi amendarea terenurilor mlăştinoase);

– măsuri fitotehnice (pentru mineralizarea excesului de resturi vegetale şi humus);

– forme speciale de cultivare a terenului mlăştinos;

– nivelarea suprafeţei terenului;

Cu ocazia prospecţiunilor necesare proiectării se prevăd în proiectul de execuţie toate măsurile necesare, care, pe lângă lucrările de desecare propriu-zise, să contribuie la punerea în valoare totală a terenului în cauză.

Curăţirea frontului de lucru, pentru executarea lucrărilor hidro-ameliorative, ca şi pentru asigurarea condiţiilor de exploatare a terenului amenajat, se face prin următoarele operaţii: defrişarea arborilor şi arbuştilor; scoaterea şi îndepărtarea pietrelor; îndepărtarea muşuroaielor; destufizarea.

Defrişarea arborilor şi arbuştilor se realizează pe cale mecanizată, prin următoarele procedee: doborârea arborilor împreună cu rădăcinile lor, tăierea arborilor şi scoaterea ulterioară a cioatelor (buturugi de rădăcini).

În cazuri speciale se poate adopta şi procedeul de zdrobire a vegetaţiei şi încorporarea ei în sol.

Doborârea arborilor cu rădăcini se aplică în cazul arborilor cu sistem radicular superficial, sau pe terenuri stâncoase, acoperite cu un strat subţire de sol, folosind tractoare, buldozere etc.

Doborârea cu ajutorul tractorului se poate face după două procedee: legarea directă cu cablu a arborelui ce trebuie smuls sau, dacă un arbore este bine înrădăcinat, smulgerea se face prin mijlocirea unui scripete.

Doborârea cu buldozerul se efectuează prin împingerea arborelui cu lama până se apleacă, apoi prin smulgerea cu lama coborâtă.

Doborârea cu maşina specială se face dintr-o singură operaţie: cadrul superior împinge tulpina la circa 1,5 m înălţime, obligând arborele să se aplece, şi cuţitul inferior retează rădăcinile prin înaintare.

Scoaterea şi îndepărtarea pietrelor, la suprafaţa terenului sau îngropate, se realizează prin adunarea lor şi îndepărtarea de pe terenul agricol.

Pietrele scoase sunt împinse cu buldozerul sau adunate cu un dispozitiv cu lanţ tractat de tractor. Bolovanii mari se îndepărtează prin explozie (sfărâmare).

Îndepărtarea muşuroaielor, care, pe terenurile înţelenite, pot ocupa până la 70% din suprafaţă, împiedică şi îngreunează răsturnarea brazdei. Muşuroaiele pot fi de origine vegetală (rogozuri, graminee, muşchi) sau animală (cârtiţă, furnici etc.).

Pentru înlăturarea lor mecanică se folosesc maşinile de defrişat cioate, de cules pietre, maşina de tăiat tufişuri sau freze acţionate de tractor, buldozere, greble, cu o productivitate de circa 3 ha/zi.

Destufizarea în luncă constă din distrugerea tufişului, papurei şi rogozurilor, constituind o problemă deosebit de importantă, care influenţează în mare măsură eficienţa amenajărilor hidroameliorative întreprinse. Prin destufizare se înlătură partea aeriană a vegetaţiei, după care se execută o arătură adâncă (60-80 cm) cu plugurile de desfundat.

Operaţiile de arătură se repetă de câteva ori, la adâncimi de 20-25 cm, după fiecare arătură înlăturându-se rizomii şi rădăcinile.

# 3.2. NIVELAREA TERENURILOR PENTRU DESECĂRI, DRENAJE ŞI IRIGAŢII

Pentru realizarea raţională a lucrărilor hidroameliorative, adică de a regla regimul de apă în sol (irigaţii – drenaje), o problemă importantă este nivelarea terenurilor.

Pe terenurile nenivelate, umezirea şi uscarea se fac neuniform, ceea ce duce la o dezvoltare neuniformă a culturilor. La irigaţii se constată o repartiţie mare de apă în depresiuni, lucru ce duce la răcirea solului şi asfixierea plantelor, iar pe zonele mai ridicate (grinduri, movile etc.), la o umezire insuficientă.

Nivelarea trebuie privită sub două aspecte: în funcţie de culturile irigate şi în funcţie de metoda de udare folosită. Astfel, pe terenurile unde se amenajează orezării, nivelarea are rolul de a realiza parcele orizontale îndiguite, la alte amenajări de irigaţii nivelarea se face în scopul realizării unor sectoare de udare cu suprafeţe plane şi cu pantă continuă (sau mai multe pante).

La lucrările de desecare-drenaj, se urmăreşte realizarea unor pante de scurgere a apei către canalele de desecare, nivelarea crovurilor, a depozitelor etc.

Tehnologia nivelării terenurilor include două faze:

– *nivelarea grosieră,* care corectează diferenţele mai mari de 0,15 m faţă de planul mediu;

– *nivelarea de finisare* sau netezire, prin care se corectează neregularităţile rămase din prima fază.

Funcţie de microrelieful terenului, nivelarea poate fi:

– *nivelarea capitală,* prin care se modifică suprafaţa terenului la o anumită pantă proiectată, cu mişcarea unor cantităţi considerabile de pământ pe distanţe mari de transport;

– *nivelarea de amenajare* constă în amenajările necesare lucrărilor specifice diferitelor metode de irigaţii, sau pentru desecări-drenaje se realizează pe sectoare, realizând pante diferite (exemplu crescânde în lungul brazdei de udare).

Nivelarea pe două direcţii: realizând plane înclinate cu pante $i_x$ şi $i_y$ alegându-se funcţie de panta optimă de udare, direcţia brazdelor, această nivelare asigură volume mici de terasamente 1000-2000 $m^3$/ha.

– *nivelarea uşoară,* nu duce la modificări esenţiale ale reliefului, corectând neuniformităţile mici ale microreliefului, pentru a se asigura o uniformitate a pantei generale a terenului.

Proiectarea nivelării poate fi făcută utilizând:

– metode analitice de calcul ca: *metoda celor mai mici pătrate* (la nivelarea după două direcţii); *metoda poliedrelor* (cu ponderea punctelor, pentru nivelarea după o direcţie şi pentru orezării); *metoda reziduurilor.*

– metode empirice ca: *metoda profilurilor, metoda profilurilor medii; metoda profilurilor longitudinale cu o singură pantă; metoda clapelor de pian.*

În prezent au fost concepute noi metode, folosind programarea liniară; NIMO sau a consumurilor specifice de carburanţi OPALINE. Vom prezenta metodele analitice clasice de la care derivă toate celelalte metode.

## 3.2.1. NIVELAREA TERENULUI DUPĂ O SINGURĂ PANTĂ

Aceasta se face cu respectarea pantei generale a terenului şi a principiilor de conservare a solului.

Se execută pe suprafeţe de 15-50 ha, numite tarlale, adică suprafeţe deservite de canale de irigaţie permanente de sector. Nivelarea în detaliu se face pe suprafeţe mici, de 1-5 ha, denumite parcele şi delimitate de canale provizorii. Pentru exemplificare considerăm o suprafaţă a parcelei de 1 ha şi facem pichetarea la 25 m, fig. 3.1. c.

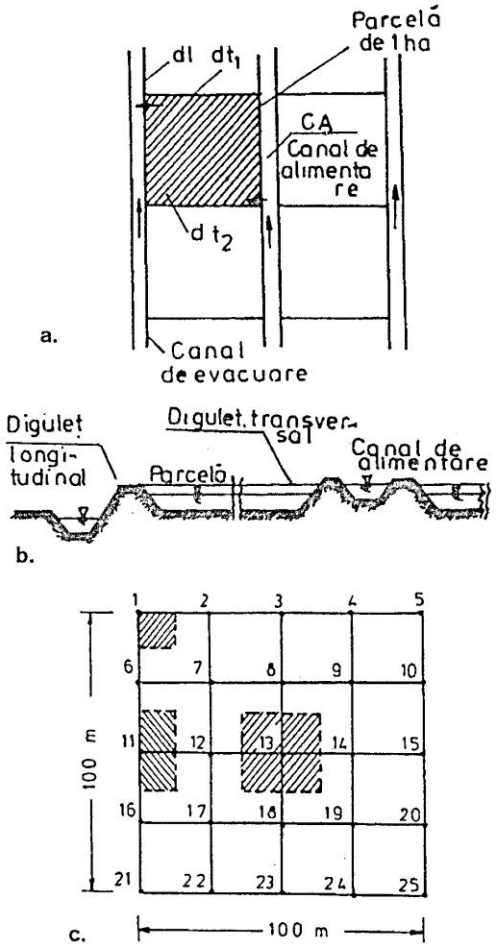



**Fig. 3.1.** Detalii de terasamente pentru stabilirea sarcinii parcelei la orezărie: a – plan, b – secţiune, c – detaliu de pichetare.

Astfel în tabelul 3.1.a sunt înscrise: numărul punctului, cota punctului şi, în coloana a treia, ponderea fiecărui punct. Un punct de colţ: 1, 5, 21 şi 25 are ponderea unu, punctele marginale 6, 11, 16 etc. au ponderea doi, iar punctele centrale au ponderea patru, adică reprezintă suprafaţă de teren influenţată de punctul respectiv.

Însumând produsele $\sum Cp \times p$ din coloana patru şi împărţind la 64 obţinem cota medie ponderată:

$$C_{mp} = \frac{3950,28}{64} = 61,72 \text{ m}$$

Cota de nivelare (cota terenului după executarea nivelării) se stabileşte în funcţie de panta generală a terenului stabilind pentru linia de mijloc 11, 12, 13, 14, 15 cota medie ponderată (caroiajul se alege după panta iniţială maximă).

Observaţie: Trebuie făcută o distincţie între cota medie ponderată care este 61,72 şi cota medie, care este:

$$C_m = \frac{1543,47}{25} = 61,73 \text{ m}$$

Panta generală se adoptă după o linie:

$$I_{1-21} = \frac{C_1 - C_{21}}{100} = \frac{62,25 - 61,65}{100} = 0,006 = 6‰$$

După nivelare, curbele de nivel ale parcelei devin linii drepte, deci de exemplu punctele 1, 2, 3, 4, 5, vor avea aceeaşi cotă, calculând avem:

$$C_{n1-5} = C_{mp} + \frac{h_1 - h_{21}}{2} = 61,72 + \frac{0,6}{2} = 62,02 \text{ m}$$

$$C_{n21-25} = C_{mp} - \frac{h_{11} - h_{21}}{2} = 61,72 - \frac{0,6}{2} = 61,42 \text{ m}$$

$$C_{n6-10} = C_{n1-5} - (h_1 - h_6) = 62,02 - 25 \cdot 0,006 = 61,87 \text{ m}$$

$$C_{n11-15} = C_{n6-10} - (h_6 - h_{11}) = 61,87 - 25 \cdot 0,006 = 61,72 \text{ m}$$

$$C_{n16-20} = C_{n11-15} - (h_{11} - h_{16}) = 61,72 - 25 \cdot 0,006 = 61,57 \text{ m}$$

**Tabelul 3.1.a.** Calcule privitoare la nivelarea unei parcele după o singură pantă (fişă de execuţie)

| Nr. pct. | Cota punctului ($c_p$) | Ponderea pct. ($P$) | $Cp.p.$ | Cota medie ponderată ($Cmp$) | Cota de nivelare ($Cn$) | Diferenţe $h$ (m) | | Suprafaţa ($m^2$) | Volumul de terasamente $m^3$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | + | – | | + | – |
| 1 | 62,25 | 1 | 62,25 | 61,72 | 62,02 | – | 0,23 | 156,25 | – | 35,388 |
| 2 | 62,05 | 2 | 124,10 | 61,72 | 62,02 | – | 0,03 | 312,50 | – | 9,375 |
| 3 | 62,12 | 2 | 124,124 | 61,72 | 62,02 • | – | 0,10 | 312,50 | – | 31,250 |
| 4 | 61,90 | 2 | 123,80 | 61,72 | 62,02 | 0,12 | – | 312,50 | 37,500 | – |
| 5 | 61,90 | 1 | 61,90 | 61,72 | 62,02 | 0,12 | – | 156,25 | 18,750 | – |
| 6 | 61,93 | 2 | 123,86 | 61,72 | 61,87 | – | 0,06 | 312,50 | – | 18,750 |
| 7 | 61,90 | 4 | 247,60 | 61,72 | 61,87 | – | 0,03 | 625,00 | – | 18,750 |
| 8 | 61,81 | 4 | 247,24 | 61,72 | 61,87 | 0,06 | – | 625,00 | 37,500 | – |
| 9 | 61,77 | 4 | 247,08 | 61,72 | 61,87 | 0,10 | – | 625,00 | 62,500 | – |
| 10 | 61,75 | 2 | 123,50 | 61,72 | 61,87 | 0,12 | – | 312,50 | 37,500 | – |
| 11 | 61,72 | 2 | 123,44 | 61,72 | 61,72 | – | – | 312,50 | – | – |
| 12 | 61,66 | 4 | 246,64 | 61,72 | 61,72 | 0,06 | – | 625,00 | 37,500 | – |
| 13 | 61,60 | 4 | 246,40 | 61,72 | 61,72 | 0,12 | – | 625,00 | 75,000 | – |
| 14 | 61,58 | 4 | 246,32 | 61,72 | 61,72 | 0,14 | – | 625,00 | 87,500 | – |
| 15 | 61,52 | 2 | 123,04 | 61,72 | 61,72 | 0,20 | – | 312,50 | 62,500 | – |
| 16 | 61,52 | 2 | 123,04 | 61,72 | 61,57 | 0,05 | – | 312,50 | 15,625 | – |
| 17 | 61,50 | 4 | 246,20 | 61,72 | 61,57 | 0,07 | – | 625,00 | 43,750 | – |
| 18 | 61,40 | 4 | 245,60 | 61,72 | 61,57 | 0,17 | – | 625,00 | 106,250 | – |
| 19 | 62,00 | 4 | 248,00 | 61,72 | 61,57 | – | 0,43 | 625,00 | – | 268,750 |
| 20 | 61,90 | 2 | 123,80 | 61,72 | 61,57 | – | 0,33 | 312,50 | – | 103,125 |
| 21 | 61,65 | 1 | 61,65 | 61,72 | 61,42 | – | 0,23 | 156,25 | | 35,387 |
| 22 | 61,60 | 2 | 123,30 | 61,72 | 61,42 | – | 0,18 | 312,50 | | 56,250 |
| 23 | 61,54 | 2 | 123,08 | 61,72 | 61,42 | – | 0,12 | 312,50 | – | 37,500 |
| 24 | 61,50 | 2 | 123,00 | 61,72 | 61,42 | – | 0,08 | 312,50 | – | 25,000 |
| 25 | 61,30 | 1 | 61,30 | 61,72 | 61,42 | 0,12 | – | 156,25 | 18,800 | – |
| | 1543,47 | 64 | 3950,28 | – | – | – | – | 1000,00 | 640,675 | 639,525 |

În cazul nostru vom avea următoarele suprafeţe:
Ponderea 1: 12,5 x 12,5 = 156,25 $m^2$
Ponderea 2: 25,0 x 12,5 = 312,50 $m^2$
Ponderea 4: 25,0 x 25,0 = 625,00 $m^2$

Diferenţele $\Delta h = C_n - C_p$ trecute în coloanele 7 şi 8 ne arată dacă avem de făcut umpluturi (+) sau săpături (–).

Înmulţind coloanele 7 şi 8 cu 9 se obţin volumele, care însumate trebuie să fie egale, deoarece nivelarea se face cu pământul din parcelă. Rezultă 1,15 $m^3$, datorită rotunjirilor [640,675 – 639,525 = 1,15 $m^3$], care se repartizează egal (adică 1,15 : 2 = 0,575 $m^3$) rezultând volumul de săpătură egal cu cel de umplutură şi anume 640,10 $m^3$.

**Tabelul 3.1.b.** Fişa de execuţie a unei parcele cu nivelare în plan orizontal (parcela de orezărie)

| Nr. pct. | Cota punctului ($c_p$) | Ponderea pct. ($P$) | ($Cp.p.$) | Cota medie ponderată ($Cmp$) | Cota de nivelare ($Cn$) | Diferenţe $h$ (m) + | Diferenţe $h$ (m) – | Suprafaţa aferentă ($m^2$) | Volumul de terasamente $m^3$ (+V)' | Volumul de terasamente $m^3$ (–V)' | Observaţii |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 62,25 | 1 | 62,25 | 61,72 | 61,69 | – | 0,56 | 156,25 | – | 87,500 | I. Sarcina parcelei ($S_p$) |
| 2 | 62,05 | 2 | 124,10 | 61,72 | 61,69 | – | 0,36 | 312,50 | – | 112,500 | $C_A = \frac{318}{2} = 159$ m$^3$ |
| 3 | 62,12 | 2 | 124,02 | 61,72 | 61,69 | – | 0,32 | 312,50 | – | 100,000 | |
| 4 | 61,90 | 2 | 123,80 | 61,72 | 61,69 | – | 0,21 | 312,50 | – | 65,625 | $dl$ = 56 m$^3$ |
| 5 | 61,90 | 1 | 61,90 | 61,72 | 61,69 | – | 0,21 | 156,25 | – | 32,812 | $dt_1$ = 72 m$^3$ |
| 6 | 61,93 | 2 | 123,86 | 61,72 | 61,69 | – | 0,24 | 312,50 | – | 75,000 | $S_p$ = 287 m$^3$ |
| 7 | 61,90 | 4 | 247,60 | 61,72 | 61,69 | – | 0,21 | 625,(X) | – | 131,250 | |
| 8 | 61,81 | 4 | 247,24 | 61,72 | 61,69 | – | 0,12 | 625,00 | – | 75,000 | |
| 9 | 61,77 | 4 | 247,8 | 61,72 | 61,69 | – | 0,08 | 625,00 | – | 50,000 | |
| 10 | 61,75 | 2 | 123,50 | 61,72 | 61,69 | – | 0,06 | 312,50 | – | 18,750 | |
| 11 | 61,72 | 2 | 123,64 | 61,72 | 61,69 | – | 0,13 | 312,50 | – | 40,625 | |
| 12 | 61,66 | 4 | 246,64 | 61,72 | 61,69 | 0,03 | – | 625,00 | 18,750 | – | II. Diferenţa de nivel ($h_s$) corespunzătoare sarcinii: |
| 13 | 61,60 | 4 | 246,40 | 61,70 | 61,69 | 0,09 | – | 625,00 | 56,250 | – | |
| 14 | 61,58 | 4 | 246,32 | 61,72 | 61,69 | 0,11 | – | 625,00 | 68,750 | – | |
| 15 | 61,52 | 2 | 123,04 | 61,72 | 61,69 | 0,17 | – | 312,50 | 53,125 | – | $h_s = \frac{287 \text{ m}^3}{10.000 \text{ m}^2} =$ |
| 16 | 61,52 | 2 | 123,04 | 61,72 | 61,69 | 0,17 | | 312,50 | 53,125 | | $= 0,029$ m = 3 cm |
| 17 | 61,50 | 4 | 246,0 | 61,72 | 61,69 | 0,19 | | 625,00 | 118,720 | | |
| 18 | 61,40 | 4 | 245,60 | 61,72 | 61,69 | 0,29 | – | 625,00 | 181,250 | – | |
| 19 | 62,00 | 4 | 248,00 | 61,72 | 61,69 | – | 0,31 | 625,00 | – | 193,700 | |
| 20 | 61,90 | 2 | 123,80 | 61,72 | 61,69 | – | 0,21 | 312,50 | – | 65,625 | III. Calculul cotei de nivelare ($Cn$) |
| 21 | 61,65 | 1 | 61,55 | 61,72 | 61,69 | 0,04 | – | 156,25 | 6,250 | – | |
| 22 | 61,60 | 2 | 123,20 | 61,72 | 61,69 | 0,09 | – | 312,50 | 28,125 | – | $Cn = 61,720 - 0,029 =$ |
| 23 | 61,54 | 2 | 123.08 | 61,72 | 61,69 | 0,15 | – | 312,50 | 46,875 | – | $= 61,69$ m |
| 24 | 61,50 | 2 | 123,00 | 61,72 | 61,69 | 0,19 | – | 312,50 | 59,375 | – | |
| 25 | 61,30 | 1 | 61,30 | 61,72 | 61,69 | 0,39 | – | 156,25 | 60,937 | – | |
| | 1543,47 | – | 3950,28 | – | – | – | – | 10000,00 | 751,532 | 1048,387 | |

## 3.2.2. NIVELAREA TERENULUI ÎN PLAN ORIZONTAL (PENTRU OREZĂRII)

Dacă terenul are panta generală mai mare de 2‰ trebuie să facem parcele pe terase, mărimea unei parcele se recomandă 1-3 ha. Considerând aceeaşi parcelă de 1 ha, în tabelul 3.1.b, primele cinci coloane vor fi identice cu cele din tabelul 3.1.a.

Pentru a determina cota de nivelare trebuie să vedem care este necesarul de terasament pentru execuţia canalelor de alimentare în rambleu, a digueţelor, luând această cantitate din interiorul parcelei (nedepăşind grosimea stratului decapat de 7 cm) şi din săparea canalelor de evacuare aferente.

Acest strat de pământ (din care se execută digueţele şi canalele) luat din parcelă, se numeşte *sarcina parcelei*. În fig. 3.1.a şi b se pot vedea volumele de terasament ce trebuie executate din sarcina parcelei. Din sarcina parcelei se pot executa şi anumite nivelări de suprafeţe exterioare orezăriei, dacă nu se depăşeşte grosimea stratului decapat admis.

La parcelele marginale sarcina va fi mai mare. Pentru stabilirea sarcinii parcelei considerăm că volumele de terasamente calculate sunt:

Canal de alimentare 318 m$^3$ (în calcul se va lua jumătate, având parcele pe ambele părţi ale C.A.).

Digueţ longitudinal 56 m$^3$.

Digueţe transversale 2 x 72 m$^3$ (în calcul se ia unul).

Rezultă sarcina parcelei:

$$S_p = \frac{318}{2} + 56 + 72 = 287 \text{ m}^3$$

$$h_s = \frac{S_p}{S} = \frac{287}{10.000} = 0,029 = 3 \text{ cm}$$

Cota de nivelare în plan orizontal rezultă:

$C_n = C_{mp} - h_s = 61,72 - 0,03 = 61,69$ m

Datorită rotunjirilor avem o diferenţă de:

1048,387 – 751,532 – 287 = 9,855 m$^3$

care se repartizează la volumul de săpătură şi umplutură:

$$+V = 751,532 + \frac{9,855}{2} = 756,460 \text{ m}^3$$

$$-V = 1048,387 - \frac{9,855}{2} = 1043,460 \text{ m}^3$$

## 3.2.3. NIVELAREA TERENULUI DUPĂ DOUĂ DIRECŢII

Pentru amenajările de irigaţii şi desecări, nivelările se pot executa pentru suprafeţe dreptunghiulare, după cele două laturi, cu scopul de a reduce volumul de terasamente şi a realiza pante continue. Din cele două pante rezultate $I_x$ şi $I_y$ se va alege de exemplu: direcţia optimă la udarea pe brazde, ştiind că pantele optime sunt de 3-6‰.

Pentru a avea terasamente minime, din metoda celor mai mici pătrate au rezultat formulele de calcul ale pantelor după cele două direcţii exemplificate în tabelul 3.2. Menţionăm că această metodă este adoptată în ţara noastră pentru proiectele de irigaţii pe brazde.

$$I_x = \frac{12\sum X_n \cdot H_n - 6\left[(n+1)\left(\sum H_n^{med.}\right)\right]}{a(n-1)n(n+1)} \quad (3.1)$$

$$I_y = \frac{12\sum Y_m \cdot H_m - 6\left[(m+1)\left(\sum H_m^{med.}\right)\right]}{a(m-1)m(m+1)} \quad (3.2)$$

Semnul pozitiv al pantei este marcat în tabel şi, din calcul, va rezulta dacă panta este plus sau minus. În exemplul luat am considerat o suprafaţă de 340 m x 200 m, adică 6,8 ha, numerotând parcelele cu laturile $a$ = 20 m după $X_n$ = 1, 2, 3, ..., 17 şi după $Y_m$ = 1, 2, 3, ..., 10, de la originea marcată cu 1.

Se calculează $\sum h$ a cotelor relative înscrise în centrul parcelei, cota medie $H_n$ şi $H_m$, cât şi produsele $X_n \cdot H_n$ şi $Y_m \cdot H_m$. Prima verificare a calculelor este ca $\sum h$ după $x$ şi $y$ să fie aceeaşi (în cazul nostru 247,19 m).

Calculăm pantele:

$$I_x = \frac{12 \cdot 203,424 - 6 \cdot 18 \cdot 24,719}{20 \cdot 16 \cdot 17 \cdot 18} = -0,00233$$

$$I_y = \frac{12 \cdot 77,500 - 6 \cdot 11 \cdot 14,540}{20 \cdot 9 \cdot 10 \cdot 11} = -0,0015$$

Cota medie în centrul parcelei va fi:

$$H_m = \frac{247,19}{17 \cdot 10} = 1,454 \text{ m}$$

Cunoscând sensul pantelor necesare rezultate din calcul, se pot calcula cotele centrelor parcelelor după nivelare cu relaţia:

$$h = H_m \pm I_x \cdot \Delta_x \pm I_y \cdot \Delta_y \quad (3.3)$$

Rezultă de exemplu cotele după nivelare:

$h_{11} = 1,454 + 0,00233 \cdot 160 + 0,0015 \cdot 90 = 1,96$ m

$h_{12} = 1,454 + 0,00233 \cdot 160 + 0,0015 \cdot 70 = 1,93$ m

şi aşa mai departe, cote care se înscriu în parcelă într-o rubrică imediat sub cota iniţială a terenului. Toată suprafaţa se împarte în patru cadrane luând corespunzător semnul lui $I_x \cdot \Delta_x$ şi $I_y \cdot \Delta_y$.

Se calculează diferenţele ± de umpluturi şi săpături având pentru punctele exemplificate valorile:

$\Delta h_{11} = 1,96 - 2,75 = -0,79$ m $= -79$ cm

$\Delta h_{12} = 1,93 - 2,52 = -0,59$ m $= -59$ cm

şi aşa mai departe, diferenţe de cote care se înscriu în cm, în rubrica din stânga cotei de nivelare, în fiecare parcelă.

Se adună toate aceste diferenţe cu semnul minus şi apoi cu semnul plus, rezultând în cazul nostru:

$\sum S = -1852$ cm

$\sum U = +1852$ cm

A doua verificare a calculului este ca aceste două valori să fie egale.

Pentru a se realiza o bună nivelare şi a calcula volumele de terasamente se sporeşte săpătura cu 2-3 cm (pentru ca utilajul să aibă pământ pe lamă pentru nivelarea depresiunilor), astfel încât raportul dintre suma săpăturilor şi umpluturilor să fie:

$$\frac{\sum S}{\sum U} = 1,2 - 1,3$$

Această operaţie se face algebric, adunând la cota de nivelare şi la diferenţele de cotă înscrise, cifra –2 cm; rezultă noile cote de săpare a terenului. De exemplu la punctele exemplificate rezultă cota de săpare 1,94 m cu diferenţa –81 cm, respectiv 1,91 m cu diferenţa – 61 cm; (aceste cote sunt necesare doar pentru calculul volumului de terasamente necesare în deviz, cota de nivelare finală rămâne cea calculată, unde $\sum S = \sum U$.

Efectuând calculele în continuare obţinem:

$\sum S = -2024$ cm

$\sum U = +1768$ cm

şi raportul $\frac{\sum S}{\sum U} = \frac{2024}{1768} = 1,2$

Volumul de săpătură efectuat este de:

$V_s$ = 20,24 m x 400 m$^2$ = 8096 m$^3$

Cubajul specific rezultă:

$$\frac{8096\ \text{m}^3}{6{,}8\ \text{ha}} = 1191\ (\text{m}^3/\text{ha}) = 11{,}91\ \text{cm}$$

**Tabelul 3.2.** Calculul nivelării pe două direcţii

Cota reală = 105+ cota din caroiaj

$H_1 = 1{,}454 = \frac{247{,}19}{170}$

Parcela: 340 × 200 = 6,8 ha { + umpluturi; – săpături

$I_x$ ← 2,33‰

$I_y$ 1,5‰

200 m

| | | |

După nivelare curbele de nivel vor fi linii paralele, reprezentate oblic în suprafaţa aleasă în sistemul de axe rectangular, având înscrise pe ele cotele de nivelare rezultate la verificarea a doua a calculului, adică $\sum S = \sum U$ .

## 3.3. MODELĂRI

*Modelarea suprafeţei terenului în benzi cu coame*

Aceasta constă în realizarea pe linia de cea mai mare pantă a terenului a unor fâşii bombate cu lăţimi de 18 la 27 m, lungimi de 100 la 500 m şi pante transversale de Ia 1 la 3%.

Coamele se formează prin arături la cormană folosind plugul obişnuit. În primul an se fac trei arături la cormană, toate începând de la centrul benzii şi cuprinzând treimea de la mijlocul lăţimii benzii, apoi se ară din nou pe o lăţime de 2/3 din lăţimea benzii şi numai a treia arătură va cuprinde întreaga lăţime a benzii.

Aducerea la forma definitivă se face în al doilea an prin alte două arături din care prima va cuprinde 2/3 din lăţime, iar a doua arătură, întreaga lăţime.

Colectarea apei în exces pe terenul modelat se asigură prin rigolele dintre benzi care îşi descarcă apa în rigola colectoare, care la rândul ei se racordează la canalul de desecare.

La noi în ţară, modelarea în benzi cu coame se recomandă, în special, în zona climatică umedă pe terenurile cu pante mici, cuprinse între 0,3 şi 1,5%. În cazul solurilor compacte slab aerate, modelarea se va asocia cu afânarea adâncă a solului prin scarificare până la adâncimi de 0,4-0,5 m.

Rigole longitudinale. Se realizează prin executarea lucrărilor de arătură pe fâşii. Distanţa dintre rigole variază între 18 şi 27 m şi sunt orientate după linia de cea mai mare pantă a terenului.

Soluţia cu rigole se aplică pe terenuri cu pante mai mari de 1-2% situate în zone climatice subumede.

Capitolul 4

# DEBITUL ŞI VOLUMUL DE APĂ DE EVACUAT DIN SISTEMUL DE DESECARE

## 4.1. DEBIT, VOLUM, BILANŢ DE APĂ, PE TERENURILE DESECABILE ŞI SALINIZATE. REGLAREA REGIMULUI DE APĂ, SĂRURI ŞI TEMPERATURĂ. EFECTELE DESECĂRII

Terenurile agricole cu exces de umiditate realizează producţii agricole scăzute datorită lucrărilor agrotehnice ce se pot realiza doar cu întârzieri, temperaturii scăzute a solului, lipsei de aeraţie a solului, creşterii salinităţii solurilor etc.

Excesul de umiditate din sol şi la suprafaţa lui se determină prin metoda bilanţului apei, atunci când se dispune de date pe o perioadă de 20-25 ani, pentru perimetrul desecabil:

$$V_e = R_i + 10P + A_f + A_s - \sum E_p \qquad (4.1)$$

în care:

$V_e$ este cantitatea de apă în exces ce trebuie evacuată de sistemul de desecare, în $m^3$/ha;

$R_i$ este rezerva de apă în sol la începutul perioadei analizate, 600 până la 1200 $m^3$/ha;

$P$ este suma precipitaţiilor căzute în perimetrul desecabil, în mm;

$A_f$ este alimentarea prin capilaritate a stratului activ de sol din apa freatică, fiind funcţie de adâncimea apei freatice şi de textura solului, 500 până la 3000 $m^3$/ha/an;

$A_s$ este afluxul de ape străine, de suprafaţă şi subterane, a cărei mărime se stabileşte în funcţie de situaţia locală, în $m^3$/ha;

$\sum E_p$ este consumul total de apă din sol în perioada considerată, în $m^3$/ha (evapotranspiraţia potenţială).

Calculul bilanţului apei se întocmeşte lunar pentru fiecare an din perioada analizată, iar pentru 1-2 ani caracteristici, decadal în perioada de vegetaţie, cunoscându-se faptul că sunt mari pierderile de recoltă dacă terenul agricol este acoperit cu apă, ajungându-se la pierderi de recoltă de 5-100%, în funcţie de numărul de zile de inundare şi de luna din perioada de vegetaţie respectivă.

Dacă în cadrul perimetrului desecabil s-au delimitat mai multe raioane pedoameliorative, calculul de bilanţ se întocmeşte pentru fiecare raion. Pe această bază se determină, pentru fiecare lună din şirul de ani analizat, frecvenţa apariţiei excesului de umiditate, reţinând cazurile când în stratul activ de sol se realizează valori ale umidităţii mai mari decât capacitatea de câmp pentru apă, pe durate şi perioade de vegetaţie care produc diminuarea producţiei agricole sau îngreunează lucrările agrotehnice ale terenului.

Printr-un calcul de asigurare a şirului de date rezultate se stabilesc valorile lunare şi anuale ale volumului de apă în exces cu asigurările de 10, 5, 3 şi 1%.

În lipsa elementelor pentru efectuarea bilanţului, cantitatea de apă în exces $V_e$, ce trebuie evacuată într-o perioadă determinată, ori în cazul producerii unei precipitaţii de o anumită asigurare, se poate calcula cu relaţia:

$$V_e = 10 \cdot \sigma \cdot P \ (m^3/ha) \qquad (4.2)$$

în care:

$P$ este înălţimea precipitaţiilor căzute în perioada analizată, în mm;

σ este coeficientul de scurgere a precipitaţiilor considerate (tabelul 4.1).

**Tabelul 4.1.** Coeficienţi de scurgere a terenurilor în pantă

| Modul de folosinţă a terenului | Panta % | Textura solului | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Nisipo-lutos | Lutos şi luto-nisipos | Argilos |
| Pădure | 0-5 | 0,10 | 0,30 | 0,40 |
| | 5-10 | 0.25 | 0,35 | 0,50 |
| | 10-50 | 0,30 | 0,50 | 0.60 |
| Păşune | 0-5 | 0,10 | 0,30 | 0,40 |
| | 5-10 | 0,25 | 0,35 | 0,55 |
| | 10-30 | 0.30 | 0,40 | 0,60 |
| Teren cultivat | 0-5 | 0,10 | 0,30 | 0,60 |
| | 5-10 | 0,25 | 0,35 | 0,70 |
| | 10-30 | 0,30 | 0,70 | 0,80 |

Produsul $\sigma \cdot P = y$ reprezintă înălţimea stratului de scurgere.

Îmbibarea de moment a solului cu apă şi fenomenul de îngheţ pot da naştere la scurgeri excesive. În cazul unor perimetre întinse, valorile coeficientului de scurgere se stabilesc diferenţiat pe raioane pedoameliorative.

Valorile coeficientului de scurgere se pot calcula cu relaţia:

$$\sigma = \frac{y}{P} = \frac{P-(F+Z)}{P} \quad (4.3)$$

în care:

*Z* este apa reţinută superficial la suprafaţa solului cultivat, 5-10 mm;

*F* este cantitatea de apă infiltrată în sol în timpul evacuării.

Corelaţia dintre înălţimea ploii *P* (mm) şi durata ei *t* (ore), numită probabilitate climatică, se poate exprima:

$$P = a \cdot t^n \quad (4.4)$$

în care:

*n* şi *a* sunt coeficienţi ce depind de caracterul regiunii, de exemplu pentru sistemul de desecare Ţeba-Timişaţ, jud. Timiş avem pentru asigurarea de 1%:

$$P = 40 \cdot t^{0,226} \quad (4.5)$$

Cunoscând volumul de apă în exces $V_e$, ce trebuie evacuat de pe suprafaţa agricolă respectivă în timpul *T* (echivalent cu durata admisibilă de stagnare a apei pe terenul agricol), se calculează debitul de evacuat de pe suprafaţa unitară (debitul specific) sau de pe întreaga suprafaţă desecată *S*.

$$q_{med} = \frac{V_c}{T} = 12\frac{\sigma \cdot P}{T} \ \text{(l/s/km}^2\text{)} \quad (4.6)$$

în care: *T* (în zile), *P* (în mm) şi *S* (în km$^2$).

$$Q_{med} = S \cdot q_{med} \quad (4.7)$$

Mărimea $q_{med}$, denumită şi modulul scurgerii, reprezintă o medie pe durata de evacuare *T* admisă şi nu este utilizată la dimensionarea sistemelor de desecare decât în cazul suprafeţelor mici; în paragraful următor se va stabili debitul specific maxim de desecare *q*.

Pe terenurile salinizate supuse ameliorării, prin amendamente şi spălări, bilanţul apei este:

$$D + C_c = S + c \cdot P_i + R_f \ \text{(m}^3\text{/ha)} \quad (4.8)$$

în care:

*D* este volumul de apă drenat prin sol şi colectat de reţeaua de drenaj şi canale de desecare;

*S* este norma udării de spălare;

$C_c$ – capacitatea de câmp a stratului activ exprimată în m$^3$/ha;

$R_f$ – rezerva finală;

$c \cdot P_i$ – precipitaţiile înmagazinate în perioada de iarnă cu coeficientul de înmagazinare *c*.

Cunoscând şi norma irigaţiei de aprovizionare:

$$a = C_c - R_f - c \cdot P_i \quad (4.9)$$

rezultă:

$$S = a + D \quad (4.10)$$

Definind raţia de spălare L.R. (leaching requirement):

$$L \cdot R = \frac{D}{S} \cdot 100 = \frac{EC_{ai}}{EC_{ad}} \cdot 100 \quad (4.11)$$

în care:

$EC_{ai}$ – electroconductanţa apei de irigaţie şi

$EC_{ad}$ – electroconductanţa apei evacuate, în milimho/cm

şi admiţând valoarea maximă $EC_{ad}$ – 4 milimho/cm, rezultă rata de spălare a solului în funcţie de $EC_{ai}$ existentă, respectiv:

$$D = a \cdot \frac{LR}{100 - LR} \quad (4.12)$$

$$S = a\left(1 + \frac{LR}{100 - LR}\right) \quad (4.13)$$

în care: *LR* (%) şi ceilalţi termeni în m$^3$/ha.

Dacă în calcule introducem valorile lui $C_c$ şi $R_f$ în procente, atunci norma de spălare în m$^3$/ha are expresia:

$$S = \left[100H_1\gamma_v\left(C_c - R_f\right) - cP_i\right]\left(1 + \frac{LR}{100 - LR}\right) \quad (4.14)$$

în care:

$\gamma_v$ – greutatea volumetrică a solului, în t/m$^3$

$H_1$, în m, distanţa de la suprafaţa solului până la limita superioară a franjului capilar, când terenul este amenajat cu drenuri şi acestea evacuează.

În cazul în care, toamna, nivelul freatic este sub adâncimea drenurilor, atunci norma de spălare se calculează cu relaţia:

$$S = 100H_s\gamma_v\left(C_c - R_f\right) + \\ + \left[100H_2\gamma_v\left(C_c - R_f\right) - cP_i\right]\left(1 + \frac{LR}{100 - LR}\right) \quad (4.15)$$

în care:

$C_s$ este capacitatea de saturaţie pentru apă a solului, în %;

$H_s$, în m, este adâncimea nivelului freatic (aflat sub drenuri) până la curba de depresiune realizată de drenuri, strat care trebuie adus la saturaţie cu apă;

$H_2$, în m, este adâncimea de la curba de depresiune menţinută de drenuri, până la suprafaţa terenului.

Pentru zone irigate şi drenate bilanţul apei pe unitatea de suprafaţă şi adâncimea stratului activ, în m/ha sau în mm, se mai poate scrie:

$$N_{ai} + P_{ae} + C_a = E_{pa} + D \quad (4.16)$$

în care:

$N_{ai}$ – norma anuală de irigaţie (inclusiv norma de aprovizionare şi de spălare necesară);

$P_{ae}$ – precipitaţii anuale efective;

$C_a$ – ridicarea anuală în stratul activ;

$E_{pa}$ – evapotranspiraţia anuală;

$D_a$ – drenajul anual din stratul activ.

Bilanţul salin corespunzător va fi:

$$N_{ai} \cdot EC_{ai} + P_{ae} \cdot EC_{ap} = D_a + EC_{ad} \quad (4.17)$$

în care:

$EC_{ap}$ este electroconductanţa apei de precipitaţii şi

$$EC_{ad} = f \cdot EC_s \quad (4.18)$$

în care:

$EC_s$ este valoarea medie a salinităţii soluţiei de sol la capacitatea de câmp;

$f$ – coeficient de spălare; $0 < f < 1$.

$$EC_s = EC_{si} + \frac{1}{2}\Delta EC_s \quad (4.19)$$

în care:

$EC_{si}$ este salinitatea iniţială a soluţiei de sol;

$\Delta EC_s$ – variaţia ei în timpul unui an.

Notând cu $\Delta ZA$ schimbul total al conţinutului de sare din stratul activ într-un an la capacitatea de câmp şi cu $V_p$ conţinutul total al probei de sol pe unitatea de suprafaţă, avem:

$$V_p = \frac{\gamma_v \cdot C_c}{100} H \quad (4.20)$$

în care:

$H$ – grosimea stratului activ de sol în m;

$\Gamma_v$ – greutatea volumetrică a solului, în t/m$^3$;

$C_c$ – capacitatea de câmp a solului pentru apă, în %.

$$\Delta Z_A = \Delta EC_s \cdot V_p \quad (4.21)$$

Bilanţul salin devine:

$$E_{pa} - P_{ae} = \frac{f \cdot N_{ai}\left[EC_{s1} + \frac{1}{2}\Delta EC_s - EC_{ai}\right] - P_{ae}EC_{ap} + \Delta EC_s V_p}{EC_{ai} + f \cdot \left(EC_{s1} + \frac{1}{2}\Delta EC_s - EC_{ai}\right)} \quad (4.22)$$

şi reprezintă un model de calcul al interacţiunii irigaţiei şi drenajului ca o expresie de schimbare a salinităţii.

Un interes deosebit îl prezintă proiectarea normelor de irigaţie pentru menţinerea salinităţii solului la un acelaşi nivel, pentru care retrascriem ecuaţia (4.22) al modelului anual luând $\Delta EC_s = 0$ şi obţinem:

$$N_{ai} = \left(E_{pa} - P_{ae}\right)\left[1 + \frac{EC_{ai}}{f\left(EC_s - EC_{ai}\right)}\right] + \frac{P_{ae}EC_{ap}}{f\left(EC_s - EC_{ai}\right)} \quad (4.23)$$

cu definirea ratei de spălare:

$$1 + LR = \frac{N_{ai}}{N_i} \quad (4.24)$$

unde:

$N_i$ este norma de irigaţie anuală acceptată pentru acoperirea consumului, preconizată fiecărei culturi.

Prin lucrările de desecare-drenaj se urmăreşte îndepărtarea apei ce stagnează la suprafaţa solului prin asigurarea scurgerii spre canale, având realizate lucrări de nivelare a terenului în pantă spre canale sau de modelare a terenului în benzi cu coame printr-o arătură la cormană.

Pentru reglarea regimului de apă din sol pentru a fi cuprins între plafonul minim al umidităţii şi capacitatea de câmp, se reglează nivelul freatic prin lucrări de drenaj subteran astfel ca prin capilaritate să se obţină umiditatea optimă în stratul activ de sol. În zone secetoase, unde temperatura şi vântul sporesc evaporaţia apei la suprafaţa solului, adâncimea apei freatice prin lucrări de drenaje se menţine la adâncimea critică de salinizare corespunzătoare transportului capilar de 1 mm/zi, ceea ce duce la adâncimi de drenaj (nivel freatic necesar de menţinut) la 1,5-2 m, funcţie de textura solului, comparativ cu zonele umede unde această adâncime, numită normă de drenaj $Z$ = 0,6-0,8 metri, în funcţie de adâncimea sistemului radicular la legume şi unele culturi de câmp, putând ajunge şi la $Z$ = 1,5 m pentru unele culturi şi plantaţii pomicole.

Ca efect al lucrărilor de desecare-drenaj este sporul de producţie agricolă obţinut prin realizarea la termenul optim al lucrărilor agrotehnice, a unei aeraţii optime a porilor solului, a primenirii aerului din porii solului, a reglării umidităţii în limite optime, a ridicării temperaturii solului şi, deci, crearea unor condiţii optime de dezvoltare a culturilor agricole.

## 4.2. ELEMENTE DE BAZĂ ALE PROIECTĂRII DEBITULUI DE DESECARE. DEBITUL ECONOMIC

Debitul de desecare, pentru proiectarea reţelei de canale de desecare, se stabileşte prin mai multe metode, funcţie de ordinul canalului.

În ţara noastră se utilizează frecvent două metode şi anume:

1) metoda capacităţii de absorbţie a solului cu înmagazinarea apei în canale (metoda grafică), utilizată pentru canalele de desecare propriu-zise plasate la 400 metri distanţă şi lungimi de 1000-1500 m care deserveşte o suprafaţă agricolă de 40-60 ha şi

2) metoda dinamicii scurgerii apei, pentru reţeaua de canale colectoare secundare şi principale la care se ţine seama de efectul de întârziere a scurgerii datorită lungimii reţelei de canale şi care deservesc suprafeţe de 500-10.000 ha.

## 4.2.1. METODA CAPACITĂŢII DE ABSORBŢIE A SOLULUI CU ÎNMAGAZINAREA APEI ÎN CANALE

După înmagazinarea precipitaţiilor în sol, apa se va scurge pe terenul agricol în canalul de desecare, care se va putea umple, de la nivelul minim de drenaj, până la un nivel maxim, după care începe curgerea apei în canalul de desecare la nivelul maxim de calcul.

Reprezentând grafic aceste elemente în fig. 4.1, cu datele din secţiunea transversală a unui canal de desecare, care deserveşte o reţea de drenaje, fig. 4.2, şi considerând un exemplu numeric obţinem: precipitaţiile minus evapotranspiraţia cumulată în decurs de 5 zile cu asigurarea de 5% pentru zona proiectată: 56 mm în prima zi, 75 mm în a doua zi, 85 mm în a treia zi, 88 mm în a patra zi şi 90 mm în a cincea zi, valori reprezentate în fig. 4.1 prin curba 1.

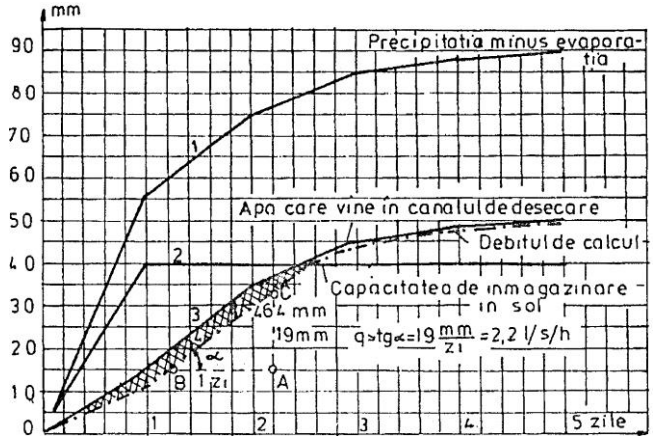



**Fig. 4.1.** Reprezentarea grafică a elementelor debitului specific de desecare.

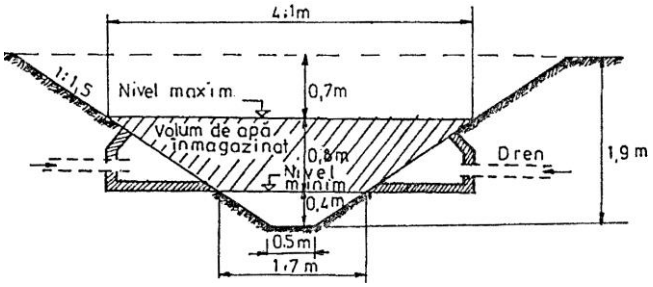



**Fig. 4.2.** Secţiune transversală a canalului de desecare.

Cunoscând capacitatea maximă de înmagazinare în sol, funcţie de umiditatea momentană considerată şi capacitatea de saturaţie a solului, în valoare de 40 mm, cu ipoteza că aceasta se atinge în prima zi de ploaie, putem reprezenta curba 2 şi care scăzută din curba 1 reprezintă apa care se scurge pe terenul agricol spre canal, notată cu 3.

Cunoscând volumul de apă ce se poate înmagazina pe 1 ml de canal (fig. 4.2):

$$\frac{1,7+4,1}{2}\cdot 0,8 = 2,32 \ \text{m}^3/\text{ml}$$

şi presupunând distanţa între canalele de desecare de 500 m, rezultă că volumul de apă înmagazinat reprezintă o înălţime de apă de:

$$\frac{2,32\,\text{m}^3/\text{ml}}{500\,\text{m}^2/\text{ml}}\cdot 1000 = 4,64\,\text{mm}$$

Considerând că acest volum de apă se înmagazinează în canal abia în ziua a doua de ploaie, se scade valoarea 4,64 mm din curba 3, obţinându-se curba 4, adică mişcarea apei în canalul de desecare reprezentată prin debitul specific calculat din triunghiul ABC (fig. 4.1).

$$q = tg\alpha = \frac{19\,\text{mm}}{1\,\text{zi}} = 2,2\,\text{l/s/ha} \ \ \text{l/s/ha}$$

Cunoscând suprafaţa agricolă deservită de acest canal de desecare $S_D$, obţinem debitul de dimensionare a canalului în secţiunea lui în aval

$$Q_D = q \cdot S_D \qquad (4.25)$$

## 4.2.2. METODA DINAMICII SCURGERII APEI ÎN REŢEAUA DE CANALE COLECTOARE SECUNDARE ŞI PRINCIPALE

Cunoscând hidrograful debitului în punctul de colectare al reţelei de desecare (nodul hidrografic de evacuare în emisar) pentru situaţia în care durata ploii $t$ este egală cu durata de scurgere $\tau$, situaţie suficientă pentru obţinerea debitului maxim şi totodată uşor de calculat ploaie de calcul $t = \tau$, deoarece $\tau$ se poate calcula funcţie de reţeaua de canale proiectată cu lungimi de trasee şi viteze de scurgere proiectate funcţie de pantele posibile de realizat la canale.

Durata de evacuare a excesului de umiditate datorat ploilor $T$ se calculează, pentru toate cazurile, cu relaţia:

$$T = t + \tau = t + \frac{l_s}{V_s} = \frac{l_1}{V_1} + \frac{l_2}{V_2} + \frac{l_3}{V_3} \qquad (4.26)$$

Notând în general

$$K_2 = \frac{T}{t} = 1 + \frac{\tau}{t} = \frac{\varphi + 1}{\varphi} \qquad (4.27)$$

în care:

$\varphi = \dfrac{t}{\tau}$ este coeficientul de întârziere a scurgerii.

Debitul specific maxim de desecare se obţine din debitul specific mediu de desecare, astfel:

$$q_{\max} = K_1 \cdot q_{med} = K_1 \cdot \frac{\sigma \cdot P}{T} \qquad (4.28)$$

unde:

$K_1$ este un coeficient care depinde de forma hi-

drografului scurgerii: pentru triunghi $K_1 = 2$, pentru trapez $K_1 < 2$, iar pentru o formă neregulată $2 < K_1 < 4$; în mod obişnuit $K_1 = 2$.

Dacă dorim să obţinem $q_{max}$ (l/s/ha) şi avem $P$ (mm) şi $t$ (ore), avem:

$$q_{max} = 2{,}8\frac{\sigma \cdot P}{t}\frac{K_1}{K_2} = \frac{C}{\sqrt[x]{S}} \qquad (4.29)$$

Întrucât coeficientul $K_2$ exprimă în principal caracteristicile suprafeţei de colectare şi ale căilor de scurgere a apelor, poate fi sintetizat sub forma:

$$K_2 = \sqrt[x]{S} \qquad (4.30)$$

Pentru sistemul de desecare Ţeba – Timişat cuprins între râurile Timiş şi Bega aval de Timişoara unde avem o durată a scurgerii $\tau = 5$ zile şi considerată egală cu durata ploii de calcul $t = 120$ ore, avem după cinci zile $P = 88$ mm şi $\sigma = 0{,}47$ (coeficient de scurgere calculat ca o medic ponderata funcţie de folosinţele terenului agricol).

Având măsurători de debite maxime $Q$ şi cunoscând suprafeţele de colectare $S$, s-a putut calcula debitul specific maxim de desecare.

Înlocuind aceste date în relaţia (4.29) şi reprezentând în scară dublu logaritmică se obţine $x = 8$ şi $C = 2$.

Relaţia de calcul a debitului specific maxim de desecare pentru sistemul de desecare Ţeba – Timişat rezultă:

$$q = \frac{2}{\sqrt[8]{S}} \qquad (4.31)$$

în care: $Q$ (l/s/ha) şi $S$ (ha).

În mod similar, pentru sistemul de desecare Aranca, pe malul stâng al Mureşului, aval de Arad, a rezultat:

$$q = \frac{2{,}9}{\sqrt[5{,}7]{S}} \qquad (4.32)$$

Debitul de calcul al canalelor colectoare de desecare secundare şi principale se va calcula după secţiuni de confluenţă ale canalelor după schema fig. 4.3, astfel:

$$Q_I = q_I \cdot S_1, \text{ în care } q_I = \frac{C}{\sqrt[x]{S_1}}$$

$$Q_{II} = q_{II} \cdot S_2, \text{ în care } q_{II} = \frac{C}{\sqrt[x]{S_2}}$$

$$Q_V = q_V \cdot (S_1 + S_2 + S_5), \text{ în care } q_V = \frac{C}{\sqrt[x]{S_1 + S_2 + S_5}}$$

Se observă că: $q_V < q_I$, dar $Q_V > Q_I$ datorită efectului de întârziere a scurgerii.

Pentru schema considerată în fig. 4.3, debitul nodului hidrotehnic de evacuare în emisar va fi:

$$Q_0 = Q_V + Q_{VI}$$

## 4.2.3. DEBITUL DE DESECARE ECONOMIC

Debitul specific de desecare economic se obţine, pentru un teren agricol, în funcţie de asigurarea economică de calcul, astfel: în cazul determinării debitului de calcul cu asigurarea de 1% înseamnă că lucrarea va avea o capacitate mare de colectare şi eliminare a excesului de umiditate, dar totodată cu cheltuieli de investiţie foarte mari. Pagubele calculate în acest caz cu depăşirea duratei de exces de umiditate într-un singur an din cei 100 consideraţi vor fi pagube mici, comparative cu investiţia, deci o lucrare nerentabilă.

Invers, dacă considerăm o asigurare de calcul de 10%, înseamnă că sistemul de desecare va fi dimensionat pentru exces de umiditate o dată la 10 ani, obţinând secţiuni de canale şi debite instalate la puncte de evacuare mici, deci o investiţie specifică de amenajare mică.

Pagubele ce vor succeda teoretic la fiecare 10 ani din cei 100 consideraţi vor fi mult mai mari decât în cazul precedent considerat cu asigurarea de 1%. Înseamnă că la asigurarea de 10% considerată prin lucrări cu investiţie mică se vor elimina pagubele mari agricole. În continuare se vor considera şi alte asigurări, de 3%, 5% etc., calculând de fiecare dată investiţia specifică anuală de rambursat şi paguba soluţia economică este pentru cazul când suma investiţiei şi pagubelor este minimă.

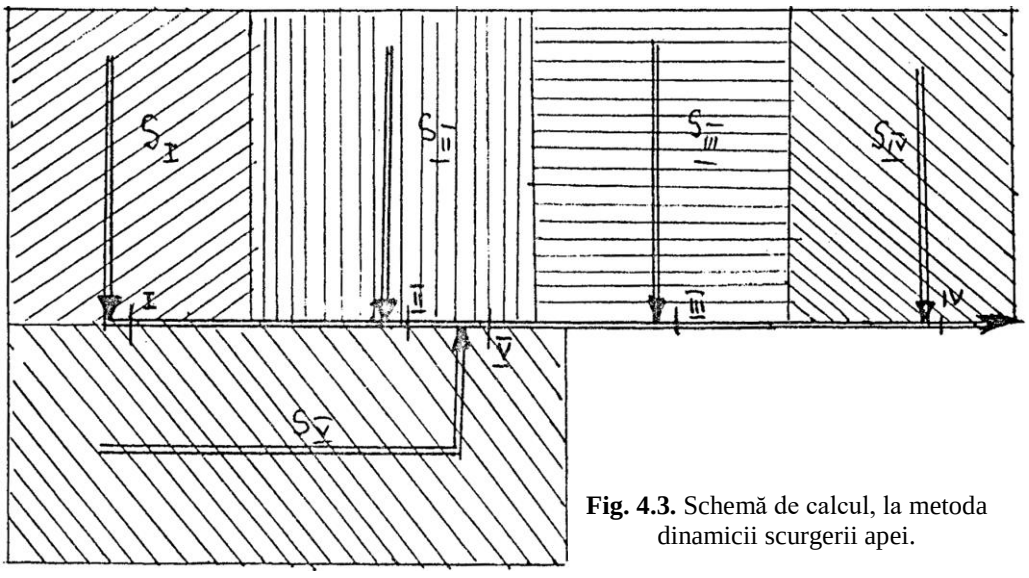



**Fig. 4.3.** Schemă de calcul, la metoda dinamicii scurgerii apei.

# 4.3 CRITERII ŞI SOLUŢII ÎN DETERMINAREA DEBITULUI DE EVACUARE PROVENIT DIN DIVERSE SURSE. METODE DE DESECARE

Pentru determinarea debitului de desecare, provenit din diverse surse, este standardizată în ţara noastră metoda de calcul a debitelor diferenţiate, care cuprind şapte debite de diferite surse, care se vor aduna pe perioadele când se suprapun.

1. Debitul specific maxim de evacuare provenit din precipitaţiile căzute direct pe suprafaţa de desecat se determină după metodica prezentată în paragrafele 4.2.1 şi 4.2.2.

2. Debitul specific provenit din precipitaţiile căzute în zona înaltă limitrofă se calculează cu metoda dinamicii scurgerii prezentată în paragraful 4.2.2, cu deosebirea că coeficientul de scurgere σ se alege corespunzător.

3. Debitul provenit din apa freatică aflată la mică adâncime se determină prin pompări experimentale sau prin calculul de drenaj, capitolul 6; 7. El alimentează reţeaua canalelor de desecare numai pe durata scurgerii minime şi mijlocii, nu şi pe timpul scurgerii maxime, din care cauză nu contribuie la majorarea debitului maxim de evacuare.

4. Debitul afluxului subteran din versanţii limitrofi sau terasa înaltă se determină cu relaţia:

$$Q = K \cdot H \cdot i \cdot L \ \text{(l/s)} \qquad (4.33)$$

în care:

*H* este grosimea stratului acvifer din versanţi, în m;

*i* este panta nivelului apei freatice, în m/km;

*L* este lungimea frontului de apariţie a apei freatice la contactul dintre versant şi suprafaţa desecabilă, în m/s.

*K* conductivitatea hidraulică a stratului acvifer, în m/s.

5. Debitele de evacuat din sistemele de irigaţii diferă după tipul de amenajare şi metoda de udare, considerându-se următoarele valori procentuale din hidromodulul de udare:

– conducte sub presiune, udare prin aspersiune, practic zero;

– canale, jgheaburi, udare prin aspersiune 2-5%;

– canale, jgheaburi, udare pe brazde, 5-15%;

– canale jgheaburi, submersiune (orezării), 15-30%.

6. Debitul de evacuat din amenajările piscicole diferă după tipul amenajării şi situaţia locală, iar mărimea lui diferă în cursul anului în funcţie de regimul de exploatare.

7. Debitul provenit din infiltraţia sub diguri în zona agricolă apărată se stabileşte în funcţie de diferenţa de nivel din râul îndiguit şi nivelul de apă menţinut de reţeaua canalelor de desecare. În funcţie de condiţiile de margine, dacă zona mal-dig şi zona apărată au lungimi infinite sau finite.

## 4.3.1. LUNGIMI INFINITE ALE ZONEI MAL-DIG ŞI ALE ZONEI APĂRATE

Ecuaţiile mişcării descendente şi ascendente, fig. 4.4 a şi b sunt:

În mişcarea descendentă se poate scrie:

$$q''_{st} = -KD\frac{dy}{dx} + \frac{1}{2}KD\frac{dy^2}{dx^2}dx \qquad (4.34)$$

$$q''_{dr} = -KD\frac{dy}{dx} - \frac{1}{2}KD\frac{dy^2}{dx^2}dx \qquad (4.35)$$

$$q''_{*} = V_z \cdot dx \cdot 1\text{m} \qquad (4.36)$$

unde:

$$V_z = K' \cdot \frac{y_0 - y}{D'} \qquad (4.37)$$

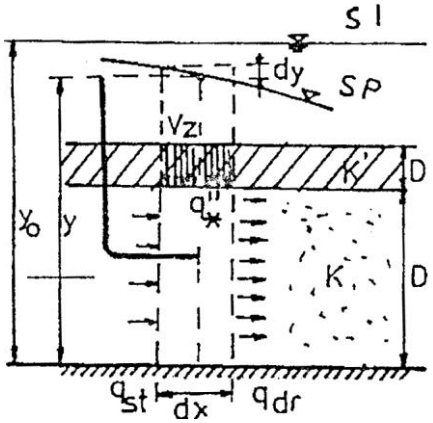



**Fig. 4.4.a.** Elementele infiltraţiei descendente.

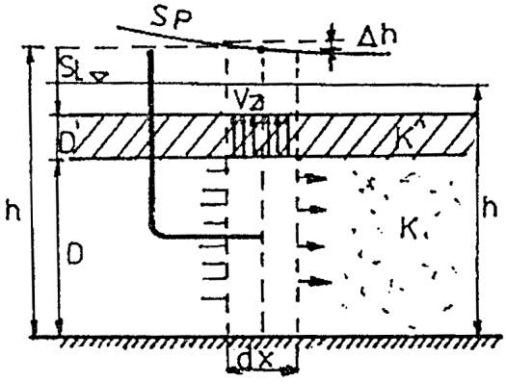



**Fig. 4.4.b.** Elementele infiltraţiei ascendente.

Înlocuind notaţia $C = \frac{D'}{K'}$ – rezistenţa verticală, obţinem:

$$q_0^{"} = \frac{y_0 - y}{C} dx \tag{4.38}$$

Ecuaţia de continuitate este:

$$q_{st}^{"} + q_0^{"} = q_{dr}^{"} \tag{4.39}$$

Şi după înlocuire obţinem:

$$\frac{dy^2}{dx^2} + \frac{y_0 - y}{KDC} = 0 \tag{4.40}$$

Notăm:

$$\lambda = \sqrt{KDC} \tag{4.41}$$

şi ecuaţia diferenţială a mişcării descendente devine:

$$\frac{dy^2}{dx^2} + \frac{y_0 - y}{\lambda^2} = 0 \tag{4.42}$$

În mod similar pentru mişcarea ascendentă obţinem:

$$\frac{dh^2}{dx^2} + \frac{h - h'}{\lambda^2} = 0 \tag{4.43}$$

Aceste ecuaţii diferenţiale sunt liniare şi omogene, integralele fiind de forma:

$$y_0 - y = C_1 \cdot e^{\frac{x}{\lambda}} + C_2 \cdot e^{-\frac{x}{\lambda}} \tag{4.44}$$

$$h - h' = C_3 \cdot e^{\frac{x}{\lambda}} + C_4 \cdot e^{-\frac{x}{\lambda}} \tag{4.45}$$

Constantele $C_1$, $C_2$, $C_3$, $C_4$, se vor determina din condiţiile de margine din cele trei fragmente fig. (4.5) cu zone infinite ale lungimii mal-dig şi a zonei apărate.

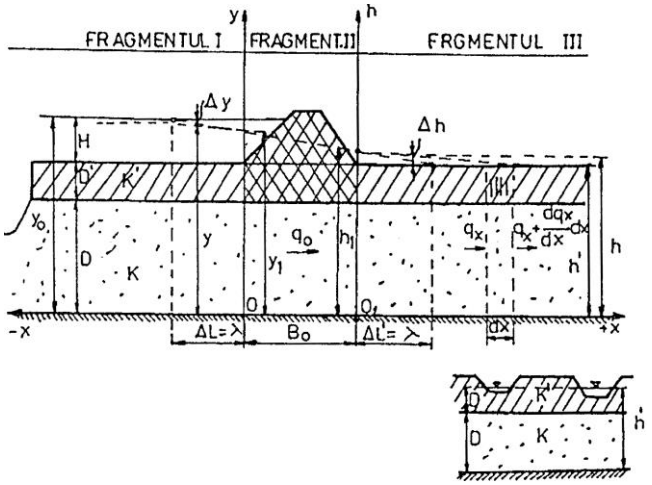



**Fig. 4.5.** Schema fragmentelor de infiltrare.

*Condiţiile de margine din fragmentul I:*

$x = 0$; $y = y_1$

şi ecuaţia 4.44 devine:

$$y_0 - y_1 = C_1 + C_2$$

$$x = -\infty, \; y = y_0$$

Rezultă $C_2 = 0$ şi deci:

$$C_1 = y_0 - y_1$$

Obţinem ecuaţia liniei piezometrice în fragmentul I:

$$y = y_0 - \left(y_0 - Y_1\right) \cdot e^{\frac{x}{\lambda}} \tag{4.46}$$

*Condiţiile de margine din fragmentul III:*

$x = 0$; $h = h_1$

şi ecuaţia 4.45 devine:

$$h_1 - h' = C_3 + C_4$$

$$x = \infty, \; h = h'$$

Rezultă $C_3 = 0$ şi deci:

$$C_4 = h_1 - h' = h_1 - \left(D' + D\right)$$

Obţinem ecuaţia liniei piezometrice în fragmentul III>

$$h = D' + D + \left[h_1 - \left(D' + D\right)\right] \cdot e^{-\frac{x}{\lambda}} \tag{4.47}$$

Dacă logaritmăm expresia 4.47 obţinem:

$$\ln\left(h - h'\right) = \ln\left(h_1 - h'\right) - \frac{x}{\sqrt{KDC}}$$

$$\sqrt{KDC} = \frac{x}{2{,}3\left[\log\left(h - h'\right) - \log\left(h_1 - h'\right)\right]} \tag{4.48}$$

şi care reprezentată într-un sistem de axe semilogaritmice este o dreaptă în care în ordonată avem $\log \Delta h$ şi abscisă $x$, cu coeficientul unghiular $\operatorname{tg}\alpha = \frac{1}{\sqrt{KDC}}$.

Debitul ce se infiltrează în zona apărată prin stratul acvifer într-o secţiune $x$ este determinat de variaţia debitului pe o lungime $dx$ în fragmentul III:

$$V_z \cdot dx = q_x - \left(q_x + \frac{dq_x}{dx} \cdot dx\right) \tag{4.49}$$

adică:

$$V_x = -\frac{dq_x}{dx} \tag{4.50}$$

Pe de altă parte, $q_x = -KD\frac{dh}{dx}$ şi

$$V_z = K' \frac{h - h'}{D'} = \frac{h - h'}{C} \tag{4.51}$$

Rezultă:

$$h = C \cdot V_z + h' \tag{4.52}$$

Relaţia 4.52 cu 4.50 devine:

$$h = -C\frac{dq_x}{dx} + h' \tag{4.53}$$

Derivând expresia 4.53 obţinem gradientul hidraulic:

$$\frac{dh}{dx} = -C\frac{d^2 q_x}{dx^2} \tag{4.54}$$

Din relaţia 4.50 şi 4.54 obţinem:

$$q_x = KDC\frac{d^2 qx}{dx^2} \tag{4.55}$$

cu soluţia generală:

$$q_x = C_5 \cdot e^{\frac{x}{\lambda}} + C_6 \cdot e^{-\frac{x}{\lambda}} \tag{4.56}$$

unde:

$$\lambda = \sqrt{KDC}$$

şi pentru aflarea constantelor de integrare avem condiţiile de margine:

$x = \infty$, $q_x = 0$; rezultă $C_5 = 0$

$x = 0$, $q_x = q_0$; rezultă $C_6 = q_0$

şi ecuaţia debitului 4.56 devine:

$$q_x = q_0 \cdot e^{-\frac{x}{\lambda}} \tag{4.57}$$

Pentru a determina $q_0$, adică debitul infiltrat sub dig în secţiunea $x = 0$, derivăm soluţia 4.57:

$$\frac{dq_x}{dx} = -\frac{q_0}{\sqrt{KDC}} \cdot e^{-\frac{x}{\sqrt{KDC}}} \tag{4.58}$$

şi înlocuind în 4.53 avem:

$$h = C\frac{q_0}{\sqrt{KDC}} \cdot e^{-\frac{x}{\sqrt{KDC}}} + h' \tag{4.59}$$

care pentru $x = 0$; $h = h_1$ şi debitul devine:

$$q_0 (h_1 - h')\sqrt{\frac{KD}{C}} \cdot \sqrt{\frac{KD}{KD}} = KD \cdot \frac{h_1 - h'}{\lambda} \tag{4.60}$$

Pentru a calcula debitul $q_0$, mai avem nevoie de valoarea lui $h_1$, pe care îl vom obţine din fragmentul II.

*Condiţiile de margine din fragmentul II:*

*Se presupune că mişcarea are loc doar în stratul acvifer KD, adică nu avem mişcare pe verticală în fragmentul II;* se poate scrie debitul:

$$q_0 = KD \cdot \frac{y_1 - h_1}{B_0} \tag{4.61}$$

]n care trebuie să cunoaştem $x_1$ şi $h_1$ pentru care avem deja ecuaţiile 4.60 şi 4.61.

Vom scrie şi o a treia ecuaţie la ieşirea din fragmentul I:

$$q_0 = -KD\frac{dy}{dx}\bigg|_{x=0} \tag{4.62}$$

Ţinând seamă de ecuaţia liniei piezometrice în fragmentul I ecuaţia 4.46, pe care o derivăm, obţinem gradientul hidraulic:

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{1}{\lambda}(y_0 - y_1)e^{\frac{x}{\lambda}} \tag{4.63}$$

Ecuaţia 4.62 devine:

$$q_0 = KD\frac{y_0 - y_1}{\lambda} \cdot e^{\frac{x}{\lambda}}\bigg|_{x=0} = KD\frac{y_0 - y_1}{\lambda} \tag{4.64}$$

Egalând 4.60 cu 4.61 şi 4.64 avem:

$$KD\frac{h_1 - (D' + D)}{\lambda} = KD\frac{y_1 - h_1}{B_0} = KD\frac{y_0 - y_1}{\lambda}$$

şi obţinem necunoscutele:

$$y_1 = y_0 - \frac{\lambda}{2\lambda + B_0}\left[y_0 - (D' + D)\right] \tag{4.65}$$

$$h_1 = (D' + D) + \frac{\lambda}{2\lambda + B_0}\left[y_0 - (D' + D)\right] \tag{4.66}$$

$$q_0 = KD\frac{H}{2\lambda + B_0} \tag{4.67}$$

Aceste formule arată că expresia debitului $q_0$ se poate obţine considerând că mişcarea are loc numai în stratul acvifer de bază, după ipoteza lui Dupuit, şi admiţând că cele două fragmente laterale au fiecare o lăţime echivalentă cu λ, linia piezometrică este o dreaptă (linie piezometrică fictivă).

Faţă de linia piezometrică fictivă, linia piezometrică reală este mai coborâtă în fragmentul I şi mai ridicată în fragmentul III.

Ecuaţiile acestor linii piezometrice 4.46 şi 4.47 după înlocuirea lui $y_1$ şi $h_1$ devin:

În fragmentul I:

$$\Delta y = y_0 - y = (y_0 - y_1)e^{\frac{x}{\lambda}} = \frac{\lambda}{2\lambda + B_0}He^{\frac{x}{\lambda}} \tag{4.68}$$

În fragmentul III:

$$\Delta hy = h - (D' + D) = \left[h_1 - (D' + D)\right]e^{-\frac{x}{\lambda}} = \frac{\lambda}{2\lambda + B_0}He^{-\frac{x}{\lambda}} \tag{4.69}$$

Generalizând, putem nota $\lambda = \Delta L$ şi $\Delta L'$ şi expresia debitului 4.67 devine:

$$q_0 = KD\frac{H}{\Delta L + B_0 + \Delta L'} \tag{4.70}$$

Debitul ascendent în zona agricolă apărată se va calcula pe fâşii cu relaţia 4.57 în forma $q_x - q_{x+x}$, la nivelul de calcul $H$.

## 4.3.2. FRAGMENTUL MAL-DIG, DE LUNGIME FINITĂ

Pornind de la ecuaţia 4.44, pentru fragmentul I de lungime finită $B$ se determină constantele $C_1$ şi $C_2$ din condiţiile de margine:

$x = 0$; $y = y_1$

$x = -B$; $y = y_0$

Rezultă:

$$y_0 - y_1 = C_1 + C_2$$

$$0 = C_1 \cdot e^{-\frac{B}{\lambda}} + C_2 \cdot e^{\frac{B}{\lambda}}$$

Multiplicând succesiv cu: $-e^{-\frac{B}{\lambda}}$ şi $-e^{\frac{B}{\lambda}}$ şi adunând se obţine:

$$C_2 = -e^{-\frac{B}{\lambda}} \cdot \frac{y_0 - y_1}{e^{\frac{B}{\lambda}} - e^{-\frac{B}{\lambda}}} \tag{4.71}$$

$$C_1 = e^{\frac{B}{\lambda}} \cdot \frac{y_0 - y_1}{e^{\frac{B}{\lambda}} - e^{-\frac{B}{\lambda}}} \quad (4.72)$$

Debitul $q_0$ ce se infiltrează prin stratul acvifer sub dig în zona apărată se poate scrie direct:

$$q_0 = KD\frac{y_0 - y_1}{\Delta L} \quad (4.73)$$

În această relaţie nu se cunoaşte $\Delta L$, adică lungimea pe care se poate considera linia piezometrică dreaptă (lungime echivalentă a zonei mal-dig), pentru care scriem şi sub altă formă debitul $q_0$:

$$q_0 = -KD\left.\frac{dy}{dx}\right|_{x=0} \quad (4.74)$$

Gradientul hidraulic se obţine derivând ecuaţia 4.44:

$$\left.\frac{dy}{dx}\right|_{x=0} = -\frac{C_1}{\lambda}e^{\frac{x}{\lambda}} + \frac{C_2}{\lambda}e^{-\frac{x}{\lambda}}\Bigg|_{x=0} = -\frac{C_1}{\lambda} + \frac{C_2}{\lambda} \quad (4.75)$$

Înlocuind valorile constantelor din 4.71 şi 4.72 obţinem:

$$\left.\frac{dy}{dx}\right|_{x=0} = -\frac{y_0 - y_1}{\lambda}\frac{e^{\frac{B}{\lambda}} + e^{-\frac{B}{\lambda}}}{e^{\frac{B}{\lambda}} - e^{-\frac{B}{\lambda}}} = -\frac{y_0 - y_1}{\lambda \cdot \mathrm{th}\frac{B}{\lambda}} \quad (4.76)$$

şi expresia debitului 4.74 devine:

$$q_0 = KD\frac{y_0 - y_1}{\lambda \cdot \mathrm{th}\frac{B}{\lambda}} \quad (4.77)$$

Comparând ecuaţiile 4.73 şi 4.77 se poate scrie:

$$\Delta L = \lambda \cdot \mathrm{th}\frac{B}{\lambda} \quad (4.78)$$

unde:

$$\lambda = \sqrt{KDC}$$

Această lungime echivalentă $\Delta L$ nu depinde de $y_0$ şi $y_1$ şi poate fi considerată o caracteristică hidrogeologică a zonei mal-dig.

Fragmentul I real (fig. 4.6 a), poate fi transformat într-un fragment I echivalent (fig. 4.6. b), unde pe lungimea $\Delta L + B_0$ avem o mişcare orizontală a apei în stratul acvifer de transmisivitate $K \cdot D$ (fără mişcare ascendentă sau descendentă).

În consecinţă, fizic se poate considera o nouă figură de calcul 4.6. b, în care fragmentul real mal-dig de lungime finită $B$ este substituit cu unul echivalent, după care calculele pentru zona apărată de lungime infinită se conduc mai departe ca în paragraful precedent 4.3.1.

## 4.3.3. FRAGMENTUL APĂRAT DE LUNGIME FINITĂ

În cazul când fragmentul apărat este închis de un perete argilos sau stâncos, având deci lungimea $x = L$, după echivalarea fragmentului mal-dig obţinându-se lungimea $L_0 = \Delta L + B_0$ pe care linia piezometrică este o dreaptă, se poate calcula cota liniei piezometrice $\Delta h$ în zona apărată din relaţia 4.69.

$$\Delta h = h - h' = h - \left(D' + D\right) = C_3 e^{\frac{x}{\lambda}} + C_4 e^{-\frac{x}{\lambda}}$$

Gradientul hidraulic este:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{C_3}{\lambda}e^{\frac{x}{\lambda}} - \frac{C_4}{\lambda}e^{-\frac{x}{\lambda}}$$

care la $x = 0$ în fragmentul III este:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{C_3}{\lambda} - \frac{C_4}{\lambda}$$

sau, pe de altă parte:

$$\left.\frac{dh}{dx}\right|_{x=0} = -\left.\frac{y_0 - h}{L_0}\right|_{x=0}$$

Din cele două forme de scriere a gradientului rezultă:

$$\frac{C_3}{\lambda} - \frac{C_4}{\lambda} = \left.\frac{y_0 - h}{L_0}\right|_{x=0} \quad (4.79)$$

A doua condiţie de margine, la $x = L$, linia piezometrică este orizontală deci gradientul este zero şi obţinem:

$$\left.\frac{dh}{dx}\right| x = L = 0 = \frac{C_3}{\lambda}e^{\frac{L}{\lambda}} - \frac{C_4}{\lambda}e^{-\frac{L}{\lambda}} \quad (4.80)$$

Din sistemul de ecuaţii 4.79 şi 4.80 rezultă constantele $C_3$ şi $C_4$, notând:

$$y_1 = \frac{C_3}{\lambda};\quad y_2 = \frac{C_4}{\lambda}$$

şi obţinem:

$$\begin{cases} y_1 - y_2 = -\dfrac{y_0 - h}{L_0} \\ y_1 e^{\frac{L}{\lambda}} - y_2 e^{-\frac{L}{\lambda}} = 0 \end{cases} \quad (4.81)$$

Înmulţind succesiv cu $-e^{\frac{L}{\lambda}}$ şi $-e^{-\frac{L}{\lambda}}$ şi adunând avem:

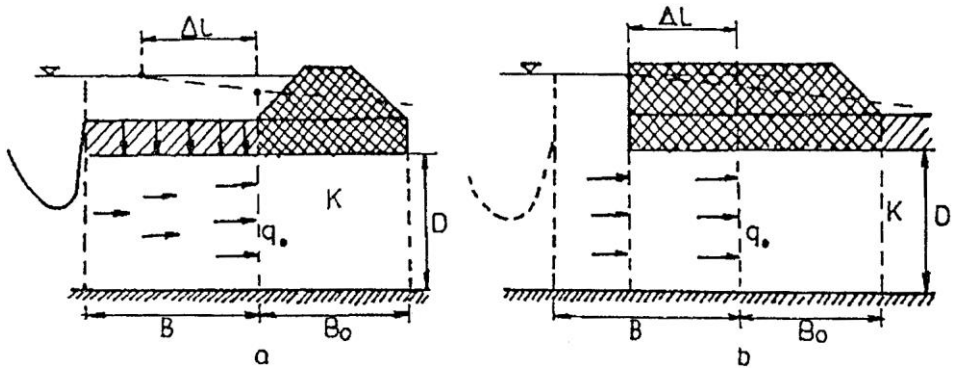



**Fig. 4.6.** Fragmentul mal-dig de lungime finită a – real; b – echivalent.

$$y_1 = \frac{y_0 - h}{L_0} \cdot e^{\frac{L}{\lambda}} \cdot \frac{1}{e^{\frac{L}{\lambda}} - e^{-\frac{L}{\lambda}}} \quad (4.82)$$

$$y_2 = \frac{y_0 - h}{L_0} \cdot e^{-\frac{L}{\lambda}} \cdot \frac{1}{e^{\frac{L}{\lambda}} - e^{-\frac{L}{\lambda}}} \quad (4.83)$$

şi ecuaţia liniei piezometrice 4.69 devine:

$$\Delta h = C_3 e^{\frac{x}{\lambda}} + C_4 e^{-\frac{x}{\lambda}} =$$

$$= \frac{\lambda}{L_0}(y_0 - h)\Big|_{x=0} \cdot \frac{e^{-\frac{L}{\lambda}} \cdot e^{\frac{x}{\lambda}} + e^{-\frac{L}{\lambda}} \cdot e^{-\frac{x}{\lambda}}}{e^{\frac{L}{\lambda}} - e^{-\frac{L}{\lambda}}} \quad (4.84)$$

Din reprezentarea elementelor geometrice, a asemănărilor de triunghiuri obţinem:

$$y_0 - h\big|_{x=0} = H - \Delta h_{\max} \quad (4.85)$$

$$\frac{H}{\Delta h_{\max}} = \frac{L_0 + \lambda \cdot \operatorname{cth}\frac{L}{\lambda}}{\lambda \cdot \operatorname{cth}\frac{L}{\lambda}} \quad (4.86)$$

şi înlocuind 4.86 în 4.85 obţinem:

$$y_0 - h\big|_{x=0} = H - H\frac{\lambda \cdot \operatorname{cth}\frac{L}{\lambda}}{L_0 + \lambda \cdot \operatorname{cth}\frac{L}{\lambda}} = \quad (4.87)$$

$$= \frac{L_0}{L_0 + \lambda \cdot \operatorname{cth}\frac{L}{\lambda}} \cdot H$$

Înlocuind 4.87 în 4.84 obţinem:

$$\Delta h = \frac{\lambda}{L_0} \cdot \frac{L_0}{L_0 + \lambda \cdot \operatorname{cth}\frac{L}{\lambda}} \cdot H \cdot \frac{e^{-\frac{L}{\lambda}} \cdot e^{\frac{x}{\lambda}} + e^{-\frac{L}{\lambda}} \cdot e^{-\frac{x}{\lambda}}}{e^{\frac{L}{\lambda}} - e^{-\frac{L}{\lambda}}}$$

care după calcule devine:

$$\Delta h = \frac{\lambda}{\lambda + L_0 \cdot \operatorname{th}\frac{L}{\lambda}} \cdot H \cdot \left( e^{-\frac{x}{\lambda}} + e^{-\frac{L}{\lambda}} \cdot \frac{\operatorname{sh}\frac{x}{\lambda}}{\operatorname{ch}\frac{L}{\lambda}} \right) \quad (4.88)$$

Valoarea maximă se obţine la $x = 0$:

$$\Delta h_{\max} = \frac{\lambda}{\lambda + L_0 \cdot \operatorname{th}\frac{L}{\lambda}} \cdot H \quad (4.89)$$

şi valoarea minimă la $x = L$:

$$\Delta h_{\min} = \frac{\lambda}{\lambda \cdot \operatorname{ch}\frac{L}{\lambda} + L_0 \cdot \operatorname{sh}\frac{L}{\lambda}} \quad (4.90)$$

Dacă valoarea lui $\Delta h_{\min}$ rezultă 0,5 m şi dacă condiţiile pedoclimatice sunt corespunzătoare, se recomandă, în aceste zone apărate, amenajarea de orezării, ţinând seamă de calculul efectuat în regim hidraulic permanent.

## 4.3.4. EVACUAREA APELOR DE PE TERENURILE ÎN PANTĂ

Reţeaua de canale este trasată după curbele de nivel, cu panta necesară transportului debitului colectat în aval (fig. 4.7), şi evacuat într-un canal cu trepte de cădere pe direcţia celei mai mari pante. Ne interesează să calculăm debitul pe unitatea de lăţime de scurgere, ca apoi, înmulţind cu lungimea canalului, să obţinem debitul din secţiunea aval necesar dimensionării secţiunii canalului.

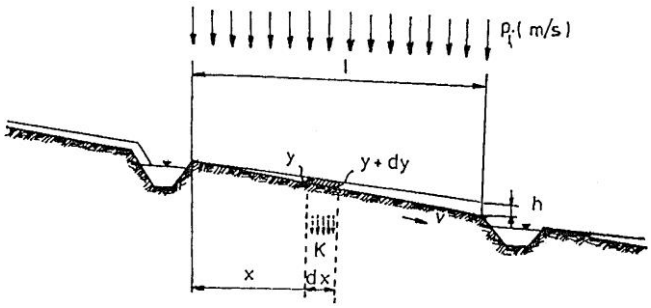



**Fig. 4.7.** Schema de calcul a evacuării apei de pe terenurile în pantă.

Astfel, în secţiunea *x* se poate scrie:

$$V_x = C \cdot \sqrt{R \cdot i} = C\sqrt{y \cdot i} \quad (4.91)$$

Alegând, după Cerkasov, $C = m\sqrt{y}$,

unde:

*m* = 43,5 pentru terenuri arate în lungul pantei;

*m* = 24,85 pentru terenuri arate şi netezite;

*m* = 14,5-10,88 pentru păşune,

obţinem:

$$V_x = m \cdot y \cdot \sqrt{i} = C_0 \cdot y \quad (4.92)$$

$$C_0 = m \cdot \sqrt{i}$$

$$Q_x = C_0 \cdot y^2 \quad (4.93)$$

Variaţia debitului pe lungimea *dx* se poate scrie sub două forme:

1) $dQ = (y + dy)(y + dy)C_0 y^2 C_0 = 2C_0 y \cdot dy$

2) $dQ = (pi - K)dx \cdot 1\ \text{m}$

Egalând cele două forme de scriere a lui *dQ*, obţinem:

$$2C_0 y \cdot dy = (pi - K)dx \quad (4.94)$$

şi integrând obţinem:

$$C_0 y^2 = (pi - K)x + C' \quad (4.95)$$

Pentru $x = 0$; $y = 0$ şi $C' = 0$, obţinem ecuaţia suprafeţei apei:

$$y = \sqrt{(pi - K)\frac{x}{C_0}} \quad (4.96)$$

În timpul ploii, durata de scurgere a unei particule până în secţiunea *x* este:

$$t_x = \int_0^x \frac{dx}{V_x} = \int_0^x \frac{dx}{\sqrt{C_0(pi+K)x}} = 2\sqrt{\frac{x}{C_0(pi-K)}} \quad (4.97)$$

Pentru a parcurge distanţa *l* în timpul ploii, avem:

$$t_l = 2\sqrt{\frac{l}{C_0(pi-K)}} \quad (4.98)$$

Într-o secţiune de scurgere pe o fâşie de 1 m, avem debitul:

$$Q_x = V_x \cdot y \quad (4.99)$$

Cu valoarea maximă la:

$x = 1$;

$y = h$;

$$Q_{\max} = C_0 \cdot h^2 = (pi-K)l \text{ în } (m^3/s/m) \quad (4.100)$$

După oprirea ploii pe teren se găseşte volumul *V*, pe 1 m lăţime, ce se va evacua în timpul de scurgere *x*.

Pentru a calcula valoarea lui *x* vom scrie sub două forme volumul *V*:

$$V = \int_0^l y \cdot dx = \int_0^l \sqrt{(pi-K)\frac{x}{C_0}} \cdot dx =$$

$$= \frac{2}{3}\sqrt{(pi-K)\frac{l^3}{C_0}}$$

$$V = \tau(Q_0 + K_0 \cdot I)$$

în care:

$Q_0$ este debitul mediu ce se va scurge în canal

$Q_0 = C_0 \cdot y_0^2$, unde:

$$y_0 = \frac{1}{2}\sqrt{(pi-K)^n \frac{l}{C_0}}$$

$n = 0{,}75$

$K_0$ – coeficientul de filtraţie mediu în timpul $\tau$.

Egalând cele două forme de scriere a volumului obţinem durata de scurgere:

$$\frac{2}{3}\sqrt{(pi-K)\frac{l^3}{C_0}} = \tau\left[\frac{C_0}{4}(pi-K)^n \frac{l}{C_0} + K_0 l\right]$$

$$\tau = \frac{8}{3}\sqrt{\frac{l}{C_0}} \cdot \frac{\sqrt{(pi-K)l}}{(pi-K)^n + 4K_0} \quad (4.101)$$

## 4.3.5. METODE DE DESECARE ŞI DRENAJ, CLASIFICĂRI, ANALIZE

Prin lucrările de desecare se înţeleg amenajările necesare evacuării apei stagnante la suprafaţa terenului. În alte ţări acestea se numesc drenaje de suprafaţă. Pentru coborârea nivelului freatic în profilul de sol se realizează lucrări de drenaje subterane tubulare orizontale sau verticale, care colectează apa din sol, evacuând-o într-un emisar.

Lucrările de desecare necesită o nivelare a terenului, realizând plane înclinate spre canalele deschise trasate într-o reţea rectangulară (sistematică), cu parcele uniforme, pe cât posibil. Pe terenurile orizontale se realizează lucrarea de modelare a terenului între două canale, executând arătură la cormană, 3-4 ani la rând, obţinându-se coame cu pante de scurgere de 2-3% spre canale-rigole, trasate la 30-40 m.

Dacă nu se realizează lucrări de nivelare, reţeaua de canale de desecare va fi nesistematică, urmând trasee prin văile şi depresiunile existente, pentru a se evacua apele stagnante.

Principalele metode de desecare-drenaj sunt:

1. Reţea de canale de desecare trasate pe terenurile agricole unde avem exces de apă prin stagnarea apei la suprafaţa terenului.

2. Colmatarea terenurilor joase inundabile cu scopul de a ridica cota terenului faţă de nivelul frecvent al apei de suprafaţă, realizând în viitor doar un nivel freatic la adâncimea necesară menţinerii capacităţii de câmp în stratul activ de sol.

3) Cucerirea de uscat din golfurile puţin adânci ale mărilor prin lucrări de îndiguire şi realizarea de incinte îndiguite (poldere) din care se scoate apa prin lucrările de canale de desecare şi apoi drenaj subteran. Este exemplul Olandei, unde circa 1/3 din teritoriu a fost cucerit din Marea Nordului. Asemenea lucrare se poate executa, la noi în ţară, în golful Musura din Marea Neagră.

4) Desecarea biologică, când se plantează culturi sau arbori cu consum mare de apă prin transpiraţie.

5) Drenajul subteran cu tuburi orizontale.

6) Drenajul vertical cu fântâni.

7) Lucrări de afânare a solurilor grele, menite să uşureze infiltrarea în adâncime a apei stagnante la suprafaţă; această măsură se combină obligatoriu cu drenajul cârtiţă sau tubular pentru a nu ridica nivelul freatic peste limita admisă.

Analizând şi clasificând ordinea acestor lucrări, se menţionează următoarele:

Amenajările încep cu proiectarea şi execuţia reţelei de canale deschise (din aval spre amonte) pentru îndesirea reţelei hidrografice naturale. Această reţea poate fi completată şi îndesită până la obţinerea efectului dorit, de eliminare a apei de la suprafeţele terenului. După 3-5 ani de funcţionare a reţelei de canale se urmăreşte dacă nivelul freatic este menţinut la adâncimea necesară, în caz contrar se propun lucrări de drenaj subteran. Pe solurile grele se impune o analiză a capacităţii de filtrare a solului, propunând un complex de măsuri: nivelare, modelare, afânare, cârtiţă, drenaj tubular colector în tranşee filtrantă, luate într-o combinaţie rezultată pe baza studiilor din câmpurile experimentale de drenaj, aflate în producţie agricolă, pe aceste terenuri.

Capitolul 5

# TEHNICA DESECĂRII PRIN CANALE DESCHISE

## 5.1. SOLUŢII DE SCHEME HIDROTEHNICE PENTRU DESECARE

Pentru eliminarea excesului de apă de pe terenurile agricole se prevăd următoarele, după caz:

1. *Canale de intercepţie* a apelor de pe terenurile limitrofe înalte ale bazinului în studiu. Se realizează sub forma unor canale de coastă după linia de nivel, în partea superioară a versantului şi cu conducerea pe cât posibil gravitaţional a apelor în emisar, sau la baza versantului când se interceptează şi apele freatice limitrofe.

2. *Canale de evacuare* – sunt colectoarele canalelor de desecare. Au rolul de a îndesi reţeaua hidrografică naturală, conducând apa în emisar gravitaţional, prin pompare, sau combinat. De regulă, influenţează pozitiv nivelul freatic limitrof canalului de evacuare, deoarece au adâncimi mari. În fig. 5.1 este prezentată schema unui sistem de desecare-drenaj, iar în fig. 5.2 schema unui sistem de irigaţie cu reţeaua de canale de evacuare necesară.

Aceste canale de colectare-evacuare se trasează de regulă pe traseele de cotă joasă ale terenului agricol pentru a realiza o colectare bună cu lucrări de terasamente minime.

3. *Canale de desecare* sunt elementele care colectează apa de suprafaţă, trasate la distanţe de 300-600 metri, obişnuit 400 m, cu lungimi de 1000-1500 m. Ele presupun o amenajare a terenului intercanale cu lucrări de nivelare şi chiar modelare pentru asigurarea scurgerii apelor de suprafaţă spre canalul de desecare. Pentru ca deponiile rezultate din săparea canalului de desecare să nu împiedice scurgerea apei de suprafaţă spre canal se impune nivelarea lor în pantă spre canal şi nivelarea crovurilor şi a micilor depresiuni, cu amendamentele agrotehnice necesare devenirii unui strat vegetal activ de sol. După evacuarea apelor de suprafaţă, aceste canale de desecare influenţează pozitiv şi nivelul freatic, însă mult prea lent. Pentru coborârea nivelului freatic se trasează reţeaua de drenaj închis (cu tuburi subterane) sau deschis (canale de drenaj adânci şi dese, exemplu în delta Padului, Italia).

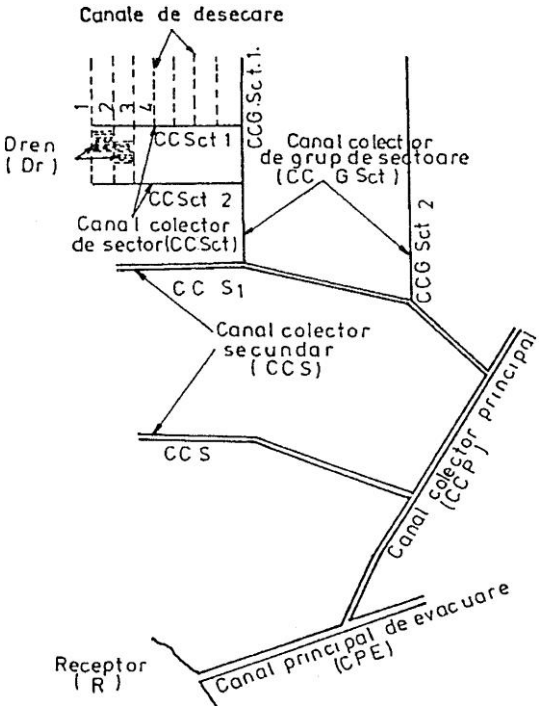



**Fig. 5.1.** Schema sistemului de desecare-drenaj.

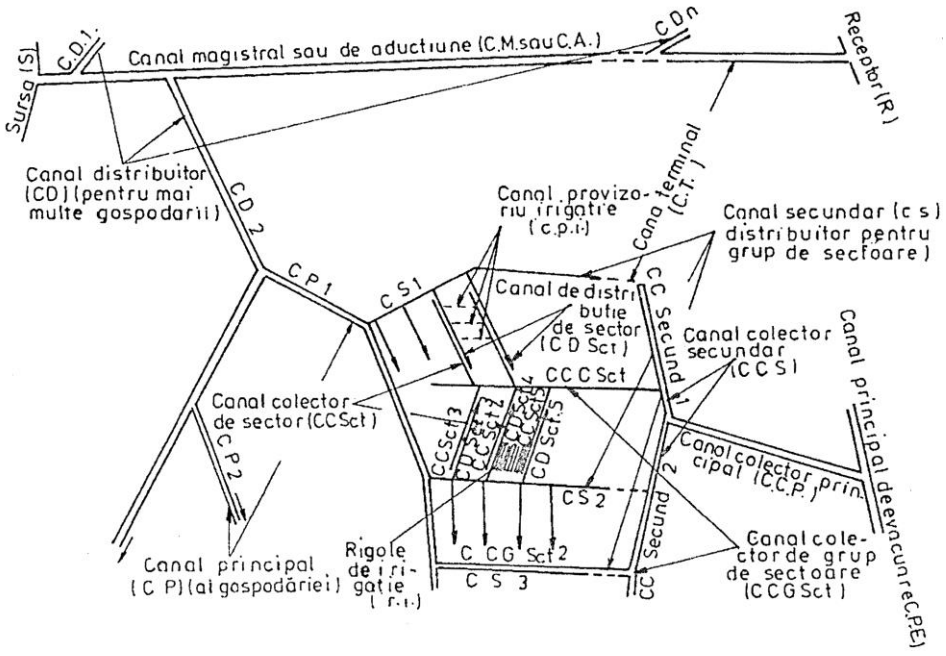



**Fig. 5.2.** Schema sistemului de irigaţie şi evacuare.

Desigur că reţeaua de canale de drenaj (drenaj deschis) ocupă mult teren agricol, astfel că unele canale de desecare înseşi se pot executa ca şi colectoare subterane (exemplu sisteme de desecare din Germania).

4. *Reţeaua de drenaj* are rolul de a regla nivelul apei freatice la adâncimea necesară asigurării capacităţii de câmp în stratul activ de sol. La noi în ţară se realizează în varianta drenaj orizontal închis (cu tuburi), dar poate fi realizat şi în varianta de canale deschise. Lungimea unui asemenea *dren absorbant* se recomandă 150-200 m pentru a putea fi curăţit prin spălare sub presiune, din care condiţie se preconizează şi distanţa de 300-400 m între canale de desecare în zonele în care se vor amplasa şi drenuri. Aceste drenuri absorbante pot fi colectate de drenuri colectoare, după care se evacuează în reţeaua de canale de desecare. Ţinând seamă de condiţiile hidraulice necesare de funcţionarea drenurilor *h,* de normele de drenaj *Z,* adâncimea de pozare a drenului absorbant este de 1-1,8 m în capătul lui amonte. Panta drenului absorbant este de 0,002 şi pentru a asigura o vărsare liberă a drenului în canalul de desecare, peste nivelul minim în canal, care din condiţiile de curgere trebuie să aibă minim 30 cm adâncime de apă, rezultă adâncimi mari ale canalelor de desecare în zonele drenate.

Reţeaua de canale de desecare care deserveşte un sistem de drenaj tubular orizontal trebuie folosită şi reversibil pentru subirigaţie, dacă condiţiile pedologice sunt corespunzătoare şi nu apare fenomenul de sărăturare secundară. În acest sens, nivelul apei în canalul de desecare se va ridica cu ajutorul unui stăvilar deversor în avalul zonei subirigate. Pentru primenirea aerului din sol se foloseşte reţeaua de canale şi drenaje prin micşorarea bruscă sau mărirea bruscă a nivelului freatic, cu acţionarea stavilei de pe canalul de desecare (drenul absorbant răsuflă).

5. *Fântâni de drenaje,* sau drenaje închise verticale, sunt fântâni forate, care prin scoaterea apei realizează un con depresionar cu scăderea nivelului freatic. Fântânile se dispun în grup, sifonându-se apa din fiecare fântână către un rezervor etanş, de obicei cheson deschis, de unde se pompează în emisar. Aceste ape subterane pot fi utilizate şi la irigaţii dacă au un grad de mineralizare corespunzător şi după o prealabilă încălzire la soare, în bazine la suprafaţa terenului.

6. *Fântâni autodeversante în canale cu efect drenant,* sunt lucrări de intercepţie a apelor infiltrate pe sub diguri în zonele agricole apărate, având o linie de fântâni forate în lungul digului în apropierea piciorului interior al digului. Din fântâni, la nivelul de apă proiectat, în interiorul ei, cu ajutorul unei ţevi orizontale sudate de fântână, apa se descarcă în canalul de desecare trasat paralel cu digul şi dacă acesta pătrunde şi în stratul acvifer, canalul va avea un efect drenant. Prin acest canal apa este condusă la o staţie de pompare care evacuează în emisarul îndiguit, cu regim hidraulic permanent.

7. Pufuri *absorbante* sunt realizate în scopul evacuării apei colectate de la suprafaţa ternului sau din reţeaua de drenaj, în stratele acvifere libere de mare adâncime prin intermediul unor chesoane deschise prevăzute cu orificii (barbacane). Aceste puţuri absorbante pot fi folosite şi în crovuri, având prevăzute orificii de colectare a apei la nivelul terenului.

8. *Drenajul punctiform,* cunoscut în ţara noastră ca o fântână plasată în crovuri, colectează şi captează apa, cu realizarea unui con de depresiune aproape paralel cu suprafaţa terenului. Fântâna este închisă la partea superioară cu un capac la cel puţin 0,8 m sub cota terenului, iar evacuarea apei se face, din fântână în canalul de desecare, prin intermediul unui tub cu vărsare liberă, în canalul de desecare.

9. *Lucrări de nivelare, modelare, afânare* sunt lucrări agro-pedo-ameliorative menite să asigure scurgerea de suprafaţă spre reţeaua de canale, respectiv afânarea, să mărească permeabilitatea solului şi să înmagazineze în subteran o rezervă de apă necesară în perioadele secetoase. Funcţie de condiţiile pedoclimatice se impune şi un drenaj tubular sau cârtiţă care să coboare nivelul freatic.

10. *Rigole provizorii* se realizează anual, în special primăvara, pentru racordarea micilor depresiuni cu apă stagnantă, la canalul de desecare.

Aceste câteva tipuri de lucrări împreună cu construcţiile necesare (podeţe, stăvilare, evacuări gravitaţionale, staţii de pompare etc.) grupate în diferite feluri, ne dau schema de amenajare pentru desecare-drenaj a unui teritoriu cu exces de apă.

În legătură cu provenienţa apelor, ele pot fi de provenienţă înaltă (de cotă înaltă sau externe), care se pot evacua gravitaţional în emisar, sau de provenienţă joasă (sau interne), care în general se pot evacua numai prin pompare (se pot evacua gravitaţional dacă nivelul apelor în emisar este scăzut).

Schema reţelei de desecare poate fi nesistematică, când canalele colectoare de evacuare şi canalele de desecare sunt trasate după depresiunile naturale din zonă în scopul asigurării colectării apelor de suprafaţă şi realizării unui volum de terasamente minim. Reţeaua sistematică de desecare este recomandată pe terenurile plane fără pantă.

În privinţa punctului de vărsare în emisar, acesta se alege în avalul zonei desecate pentru a colecta cât mai bine apele interne. Lungimea colectorului principal de evacuare să nu fie mai lung de 6 km, iar nodul hidrotehnic de evacuare în emisar putând fi gravitaţional sau prin pompare, sau o combinaţie între, ele în aşa fel ca la apele scăzute în râu să funcţioneze evacuarea gravitaţională şi, la ape mari, staţia de pompare.

Vărsarea unui canal în altul se poate face fără remuu sau cu remuu. În cazul în care se face o vărsare cu remuu, influenţa acesteia se resimte pe o lungime:

$$l = \frac{2 \cdot \Delta h}{i} \qquad (5\text{-}1)$$

în care:

$\Delta h$ – denivelarea;

$i$ – panta canalului.

La vărsarea cu remuu pe canalul care se varsă, nivelul de apă va fi mai ridicat, ceea ce influenţează scurgerea la podeţe, creează viteze de împotmolire a canalelor, producând revărsări. Pentru acest motiv nu se recomandă amplasarea podeţelor pe canale cu remuu pozitiv. La proiectarea reţelei de canale, după ridicarea profilului longitudinal al terenului, se trasează linia suprafeţei libere a apei posibilă, în aşa fel ca aceasta să fie cu 30 cm sub punctele cele mai joase ale terenului, cu pante variabile, după care urmează dimensionarea secţiunii canalelor. În funcţie de înclinaţia admisă a taluzelor, $\operatorname{cotg}\theta = m$ , se alege la dimensionare din amonte spre aval a reţelei de canale o lăţime $b$ = 0,3 m pentru canalul de desecare, crescând apoi la 0,5 m; 0,6 m etc. cu valori standardizate rotunjite, rezultând adâncimea $h$ a apei în canale în funcţie de care se poate trasa radierul canalului în profilul longitudinal. Tronsonul de canal dimensionat în secţiunea aval se va proiecta în regim uniform pe întreaga sa lungime.

## 5.2. CENTRUL DE DESECARE-EVACUARE, SOLUŢII ŞI CONDIŢII DE PROIECTARE

În timpul apelor mari, în emisar, nu este posibilă de obicei evacuarea apelor interne decât prin pompare, perioadă în care construcţiile pentru evacuarea gravitaţională sunt închise.

La alegerea amplasamentului centrului de desecare-evacuare în emisar, se vor avea în vedere următoarele:

– În general centrele de desecare-evacuare în emisar vor fi amplasate în punctul de cota cea mai joasă a suprafeţei, pe cât posibil în avalul unor văi, privaluri sau depresiuni locale pronunţate, care ar putea servi ca receptori naturali pentru acumularea temporară a apelor sistemului de desecare, cu scopul de a echilibra variaţiile debitului de evacuare. Se vor lua măsurile necesare, sau se vor evita cazurile de amplasare a centrului de evacuare chiar în punctul de încrucişare a digului cu un prival sau o albie părăsită, deoarece de regulă constituie un punct slab al digului şi nu asigură condiţii favorabile de fundare. De asemenea se vor evita terenurile nestabile, zonele de divagări, colurile prea pronunţate şi, pe cât posibil zonele de formare a zăpoarelor de gheaţă. Sunt necesare pentru acest punct studii geotehnice amănunţite.

– În cazul când cursul de apă este îndiguit, se va căuta ca lungimea canalului de evacuare din albia majoră (zona mal-dig), care face legătura între centrul de evacuare şi albia minoră, să fie mică, deoarece un astfel de canal deschis este expus împotmolirii cu ocazia viiturilor.

– Se va evita trasarea canalului colector de evacuare paralel cu digul de apărare şi la o distanţă mai mică de 50 m de aceasta, în cazul când străbate straturi de nisip şi pietriş sau când radierul canalului s-ar găsi la mai puţin de 1 m deasupra unor astfel de straturi permeabile, pentru a se preîntâmpina pericolul străpungerii hidraulice a terenului de sub corpul digului.

– Se va examina posibilitatea evacuării prin pompare numai a apelor interne, iar apele externe vor fi conduse separat gravitaţional în emisar chiar prin canale, în rambleu.

– În situaţia unor zone desecabile cu depresiuni mari se va analiza tehnico-economic variantele: canal-colector de evacuare adânc şi staţia de pompare lângă emisar sau staţia de pompare lângă depresiune şi canalul de refulare la emisar mai puţin adânc.

– În cazurile când bazinul de desecare are o formă alungită cu un colector principal foarte lung se va examina şi oportunitatea unor evacuări pe parcurs în emisar.

– Descărcarea apelor prin două staţii de pompare poate fi oportună şi în cazul când canalul principal de evacuare arc o pantă mai mică de 0,0002-0,0003 şi lungimea peste 6 km, sau când zona din amonte a bazinului este cu mult mai joasă decât cea din avalul zonei.

*Evacuarea gravitaţională* în emisar se poate alege în două variante mai importante şi anume cu străpungerea digului cu o conductă orizontală (fig. 5.3) sau o conductă metalică în sifon (fig. 5.4) când corpul digului nu este străpuns decât superficial.

*Conducta orizontală de evacuare gravitaţională* are o închidere automată în avalul ei cu un clapet cu contragreutate care se închide în timpul apelor mari în emisar.

Această conductă orizontală din fig. 5.3 are trei situaţii caracteristice de funcţionare.

I. La debite mici de evacuare conducta are o curgere liberă în regim uniform:

$$Q = A \cdot V = A \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot i} \qquad (5.2)$$

$$\Delta h = i \cdot L + \delta \qquad (5.3)$$

în care:

$i$ – panta de pozare a conductei

$\delta$ – pierderea de sarcină la clapetul parţial deschis, realizându-se nivelul I de curgere, cu raza hidraulică $R$ şi secţiunea de curgere $A$.

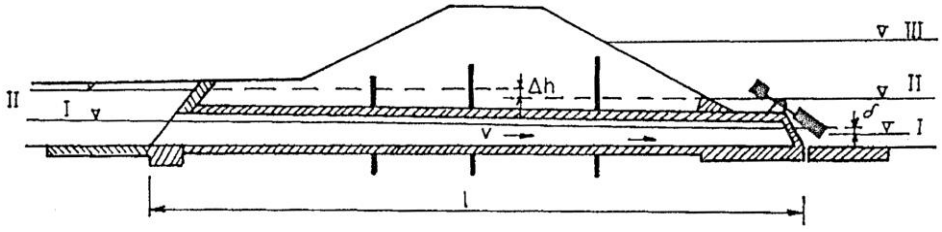



**Fig. 5.3.** Evacuarea gravitaţională, cu clapet batant.

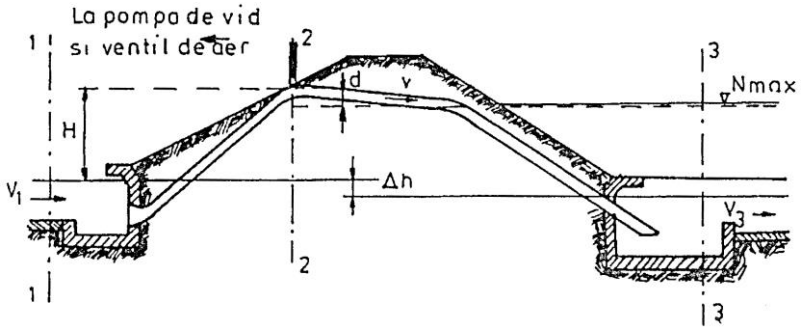



**Fig. 5.4.** Evacuarea în emisar prin conductă în sifon.

II. La debite maxime de evacuare conducta are o curgere înecată (sub mică presiune), având nivelul II de funcţionare cu o pierdere de sarcină:

$$\Delta h = \frac{V^2}{2g}\left(\zeta_i + \zeta_l + \zeta_c\right) \qquad (5.4)$$

în care:

*V* este viteza apei din conductă la curgerea plină;

$\zeta_i$ – coeficientul pierderii de sarcină la intrarea apei în conductă.

$$\zeta_l = \lambda\frac{L}{4R} = \frac{2gL}{C^2R}$$

$$\zeta_c = \left(1 - \frac{V_{av}}{v}\right)^2$$

Impunând un $\Delta h \le 0{,}1$ m, rezultă viteza şi apoi debitul capabil de evacuat (sau invers, cunoscând debitul se alege o secţiune de curgere şi se verifică pierderea de sarcină $\Delta h$).

III. Când nivelul apei în emisar este în creştere, depăşind nivelul II (cota de comandă pentru pornirea staţiei de pompare), clapetul se închide automat (se efectuează în acest sens un calcul pentru aflarea mărimii contragreutăţii necesare) şi conducta nu mai evacuează când nivelul apei în râu este între nivelele II şi III (maxim în timpul viiturilor).

*Conducta de evacuare în sifon* (fig. 5.4) se amorsează cu o pompă de vid. Scoaterea din funcţiune a conductei se face cu un ventil de introducere a aerului, manevrat manual. Pentru a evita deversările din râu în zona desecată, prin conducta dezamorsată, în timpul apelor mari în râu, este necesar ca punctul cel mai înalt al conductei să fie deasupra nivelului maxim din râu cu asigurarea de calcul prescrisă, sau să se prevadă o vană de închidere pe conductă.

Calculul hidraulic se efectuează scriind relaţia sarcinilor între secţiunile 1 şi 2 ale conductei:

$$\frac{pa}{\gamma} = H + \frac{p^2}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + h'_{1-2} \qquad (5.5)$$

unde:

$$\frac{pa}{\gamma} = H_b = 10{,}33 - \frac{A}{900} \quad \text{(în m.C.A.)} \qquad (5.6)$$

*A* este altitudinea locului (în m);

*v* este viteza apei din conductă.

Presiunea în punctul cel mai înalt al conductei trebuie să fie mai mare decât presiunea de vaporizare a apei, plus variaţia presiunii barometrice, pentru a nu se rupe coloana de apă.

$$\frac{p^2}{\gamma} \ge \frac{p_{vap}}{\gamma} + \Delta H_b \qquad (5.7)$$

Pierderea de sarcină de la intrare până în secţiunea 2 este:

$$h'_{1-2} = \frac{V^2}{2g}\left[\zeta_i + \zeta_{l(1-2)}\right] \qquad (5.8)$$

Înlocuind în relaţia 5.5 se obţine:

$$H \le H_b - \left[\frac{p_{vap}}{\gamma} + \Delta H_b + \frac{v^2}{2g}\left(1 + \zeta_i + \zeta_{l(1-2)}\right)\right] \qquad (5.9)$$

În practică rezultă condiţia $H \le 7$ m, deoarece:

$$\frac{p_{vap}}{\gamma} + \Delta H_b \simeq 0{,}3 + 1{,}9 = 2{,}2 \text{ m.C.A.}$$

Pierderea de sarcină totală la evacuarea debitului maxim este:

$$\Delta h = \frac{v^2}{2g}\left(\zeta_i + \zeta_{\text{cot}} + \zeta_l + \zeta_e\right) \qquad (5.10)$$

şi debitul:

$$Q = N\frac{\pi d^2}{4}v = N\frac{\pi d^2}{4\sqrt{\sum\zeta}}\sqrt{2g\Delta h} \qquad (5.11)$$

Cunoscând *Q*, se impune *v* în jurul valorii de 1 m alegând un număr *N* de conducte standardizate, calculând apoi viteza efectivă *v* şi verificând că $\Delta h \le 0{,}1$ m.

*Staţia de pompare* intră în funcţiune când în emisar nivelul depăşeşte cota de comandă notată cu II (fig. 5.3), în cazul când centrul de evacuare are şi evacuare gravitaţională şi prin pompare.

Construcţia staţiilor de pompare este în funcţie de tipul de pompe alese pentru valorile *Q* şi *H* cunoscute la evacuarea în emisar, astfel ca să funcţioneze în zona randamentului maxim pentru nivelele în râu cuprinse între II şi III.

Principalele tipuri constructive de staţii de pompare sunt cu:

– *cuvă uscată,* pompe cu ax orizontal centrifugale sau axiale, cu aspiraţie pozitivă, având nevoie de instalaţii de amorsare;

– *cuvă umedă,* pompe axiale verticale cu rotorul înecat, fără instalaţii de amorsare.

Suprastructura staţiei de pompare trebuie să fie uşoară, să asigure condiţii de exploatare şi întreţinere a electropompelor, cu posibilităţi de demontare şi revizuire pe o platformă în interiorul clădirii staţiei şi cu posibilităţi de încărcare în autocamion.

## 5.3. CONSTRUCŢII ŞI INSTALAŢII ÎN SISTEMELE DE DESECARE DESCHISE

### 5.3.1. PODEŢE

În punctele de încrucişare a canalului cu un drum se prevăd podeţe tubulare sau podeţe dalate. Secţiunea de curgere a podeţului se calculează în funcţie de regimul de curgere adoptat, liber sau sub presiune, verificând stăvilirea cauzată de podeţ care trebuie să fie sub 0,1 m.

*Podeţe tubulare* – se realizează în forma constructivă din figura 5.5.a cu un tub scurt şi timpane din beton monolit şi în varianta din figura 5.5.b cu un tub mai lung şi taluze cu piese de capăt prefabricate din beton, cu consum mai redus de beton şi complet prefabricat.

La calculul hidraulic al podeţelor distingem următoarele situaţii:

A. **Curgerea liberă în podeţe**, având:

*Caz I.* $h_{cr} > h$, conform schemei de calcul din fig. 5.6.a, regim hidraulic rapid, scriem relaţia sarcinilor între secţiunea 1 şi 2:

$$H + \frac{\alpha \cdot V_0^2}{2g} = h_{cr} + \frac{\alpha \cdot V_{cr}^2}{2g} + h'_{1-2} \qquad (5.12)$$

în care pierderea de sarcină este:

$$h'_{1-2} = \xi \frac{\alpha \cdot V_{cr}^2}{2g} \qquad (5.13)$$

şi notăm:

$$H_0 = H + \frac{\alpha \cdot V_0^2}{2g} \qquad (5.14)$$

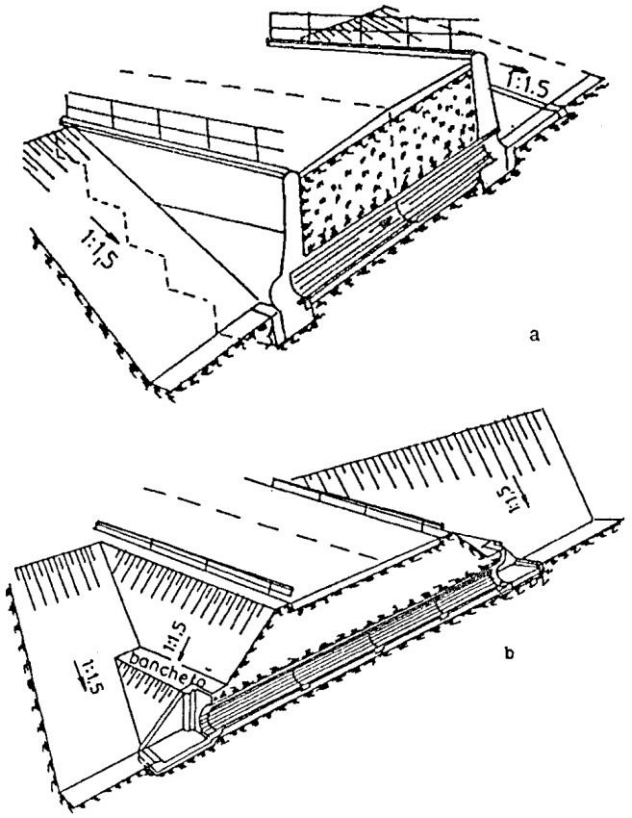



**Fig. 5.5.** Podeţ tubular: a – scurt, cu timpane din beton verticale; b – lung, cu taluze şi piese de capăt prefabricate din beton.

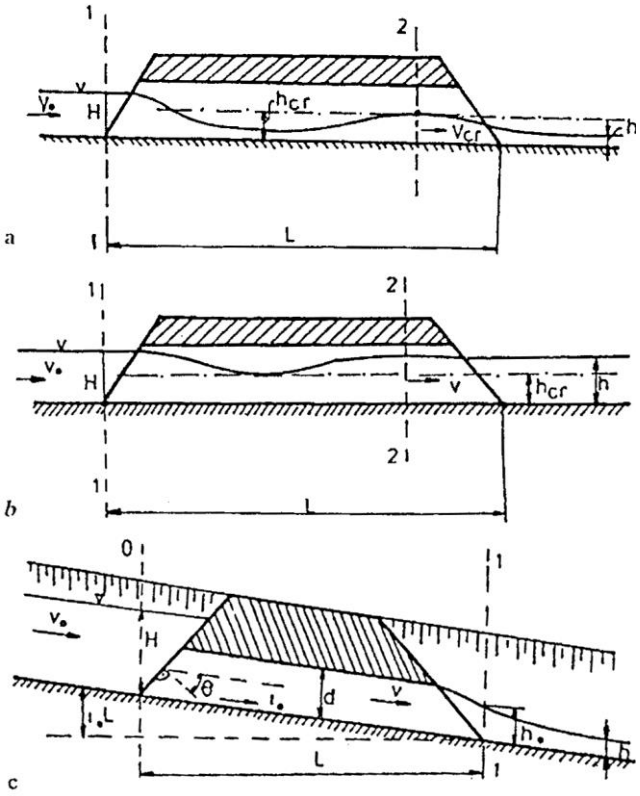



**Fig. 5.6.** Podeţ: a – curgerea liberă $h_{cr} > h$; b – curgerea liberă $h_{cr} < h$; c – tubular sub presiune.

şi coeficientul de viteză:

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{1+\xi}} \tag{5.15}$$

Obţinem:

$$H_0 = h_{cr} + \frac{\alpha \cdot V_{cr}^2}{2g\varphi^2} \tag{5.16}$$

Din teoria mişcării neuniforme în albii, se cunoaşte relaţia:

$$\frac{\alpha \cdot Q^2}{g} = \frac{A_{cr}^3}{B_{cr}} \tag{5.17}$$

şi ecuaţia de continuitate:

$$Q = A_{cr} \cdot V_{cr} \tag{5.18}$$

în care:

$Q$ este debitul ce trece prin podeţul tubular;

$A_{cr}$ – secţiunea de curgere la adâncimea critică $h_{cr}$;

$B_{cr}$ – lăţimea oglinzii apei la adâncimea critică.

Relaţia 5.17 devine:

$$\frac{\alpha \cdot V_{cr}^2}{g} = \frac{A_{cr}}{B_{cr}} \tag{5.19}$$

şi relaţia 5.16 devine:

$$H_0 = h_{cr} + \frac{A_{cr}}{2\varphi^2 B_{cr}} \tag{5.20}$$

Coeficientul pierderii de sarcină $\xi$ este compus din:

$$\xi = \xi_i + \xi_l \tag{5.21}$$

unde:

$\xi_i = 0{,}15\text{-}0{,}5$ – coeficientul pierderii de sarcină la intrarea în tub, fiind funcţie de forma gurii de intrare;

$$\xi_l = \lambda \frac{L}{4R} = \frac{2gL}{C^2 R}$$

în care:

$$C^2 = \frac{8g}{\lambda}$$

$$C = \frac{1}{n} R^y$$

În mod practic, valoarea lui $\varphi = 0{,}83\text{-}0{,}95$.

Proiectarea se conduce astfel: cunoscând debitul $Q$ de calcul, se determină $h_{cr}$, $A_{cr}$, $B_{cr}$ pentru tubul cu diametrul ales (mai mare decât 0,8 m, din condiţii de curăţire), se calculează apoi cu relaţia (5.20) sarcina totală $H_0$ din amonte de podeţ. Scăzând sarcina viteză de apropiere, se obţine adâncimea apei în faţa podeţului $H$. Cunoscând adâncimea apei în canal $h$, înainte de a plasa podeţul, se poate calcula stăvilirea produsă de podeţ, $\Delta h = H - h$, care trebuie să fie mai mică de 0,1 m.

Pentru podeţe de secţiune dreptunghiulară (podeţe libere dalate) formula (5.20) se poate simplifica, cunoscând că:

$$h_{cr} = \frac{A_{cr}}{B_{cr}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot B^2}} \tag{5.22}$$

şi obţinem:

$$H_0 = h_{cr}\left(1 + \frac{1}{2\varphi^2}\right) \tag{5.23}$$

sau, notând cu

$$K_0 = \frac{2\varphi^2 + 1}{2\varphi^2} \tag{5.24}$$

obţinem:

$$H_0 = h_{cr} \cdot K_0 \tag{5.25}$$

Caz II. $h_{cr} < h$, conform schemei de calcul din fig. 5.6.b, regim hidraulic lent, rezultă similar:

$$H_0 = h + \frac{\alpha V^2}{2g\varphi^2} \tag{5.26}$$

unde:

$V$ este viteza apei în tub la adâncimea $h$.

B. **Curgerea sub mică presiune în podeţe.** Având fig. 5.6.c, relaţia sarcinilor din amonte în avalul podeţului:

$$\frac{V_0^2}{2g} + H + i_0 \cdot L = \frac{V^2}{2g} + h_0 + h' \tag{5.27}$$

În funcţie de adâncimea apei în canalul de descare $h$, în regim uniform, comparativ cu înălţimea secţiunii tubului d, avem trei cazuri:

*Caz I*, dacă $h \le \frac{d}{2}$ se va lua $h_0 = \frac{d}{2}$.

*Caz II*, dacă $\frac{d}{2} < h < d$, se va lua $h_0 = d$.

Pierderea de sarcină:

$$h' = \frac{V^2}{2g}\left(\xi_i + \xi_l\right)$$

Pentru muchie rotunjită la intrarea în tub:

$\xi_i = 0{,}1$.

Pentru muchii drepte:

$$\xi_i = 0{,}505 + 0{,}303\sin\theta + 0{,}226\sin^2\theta$$

Notând:

$$H_0 = H + \frac{V_0^2}{2g}$$

şi

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{1+\xi_i+\xi_l}}$$

avem:

$$H_0 + i_0 L = h_0 + \frac{V^2}{2g}\left(1 + \xi_i + \xi_l\right) \tag{5.28}$$

$$V = \varphi\sqrt{2g\left(H_0 + i_0 L - h_0\right)} \tag{5.29}$$

şi ecuaţia de continuitate

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} V \qquad (5.30)$$

Cunoscând debitul, se impune $V$ = 0,8-1 m/s şi cu relaţia 5.30 se alege un tub cu diametrul standardizat de cel puţin 0,8 m (pentru a se putea curăţi de crengi şi paie etc.).

Cu relaţia 5.28 se determină apoi $H_0$, respectiv $H$, verificând ca stăvilirea

$$\Delta h = H - h \le 0{,}1\,\text{m}.$$

*Caz III*, dacă $h > d$, avem podeţ sub mică presiune, înecat în aval. Este cazul cel mai des întâlnit în reţeaua canalelor de desecare şi relaţia 5.27, cu notaţia:

$$\Delta h = H - h + i_0 L \qquad (5.31)$$

şi considerând $V_0 = V_{av}$, obţinem:

$$Q = \mu \frac{\pi d^2}{4} \sqrt{2g \cdot \Delta H} \qquad (5.32)$$

unde coeficientul de debit:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\xi_i + \xi_l + \xi_e}}$$

şi viteza în tub:

$$V = \mu \sqrt{2g \cdot \Delta H} \qquad (5.33)$$

Debitul unui podeţ tubular de un diametru dat poate fi mult sporit (circa 70%) dacă în amonte intrarea se face rotunjită, $\xi_i$ = 0,1 iar porţiunea din aval, pe o lungime de circa $3 \cdot d$, se realizează cu divergenţă pe orizontală (secţiune eliptică de înălţime $d$ şi lăţime $D$, unghiul de divergenţă 3-5°).

Relaţia (5.27) cu ipotezele $V_0 = 0$, şi în secţiunea de ieşire $V_e$, cu ecuaţia de continuitate:

$$Q = V \frac{\pi d^2}{4} = V_e \frac{\pi d D}{4} \qquad (5.34)$$

şi notând cu

$$\Delta = \frac{d}{D}$$

$$V_e = \Delta \cdot V$$

şi pierderea de sarcină:

$$h' = \frac{V^2}{2g}\left(\xi_i + \xi_l\right)$$

obţinem:

$$\Delta H = \left(\Delta^2 + \xi_i + \xi_l\right)\frac{V^2}{2g} \qquad (5.35)$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\Delta^2 + \xi_i + \xi_l}} \qquad (5.36)$$

şi

$$Q = \mu \frac{\pi d^2}{4} \sqrt{2g \cdot \Delta H} \qquad (5.37)$$

În figura 5.7 sunt reprezentate şi alte soluţii constructive de podeţe.

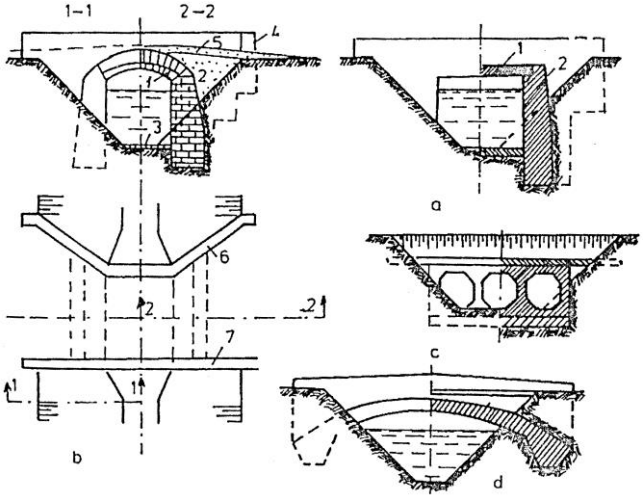



**Fig. 5.7.** Alte soluţii constructive pentru podeţe: a – podeţ dalat; b – pod din zidărie cu boltă; c – podeţ monolit cu mai multe fire de curgere; d – podeţ în boltă fără realizarea unei stăviliri.

## 5.3.2. SUBTRAVERSĂRI

Pentru cazurile când cota apei din canal este egală sau mai mare decât cota căii trebuie executată o subtraversare (fig. 5.8).

Dimensionarea hidraulică constă în alegerea unei viteze de transport de 0,6-8 m/s, cunoscând debitul se alege o secţiune de curgere şi apoi se calculează pierderea de sarcină

$$\Delta h = \frac{V^2}{2g}\left(\xi_i + \xi_l + \xi_{\text{cot}} + \xi_e\right) \qquad (5.38)$$

pentru a fixa cu această diferenţă cotele radierelor subtraversării (canalului), la cele două capete, valoarea care trebuie să fie $\Delta h \le 0{,}1$ m.

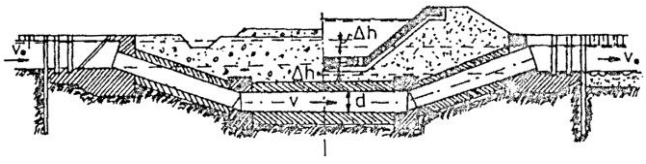



**Fig. 5.8.** Subtraversare.

## 5.3.3. STĂVILARE

Pentru regularizarea scurgerii apelor din canale, în scopul reglării nivelului apelor freatice, se întrebuinţează diferite tipuri de stăvilare.

Cel mai utilizat este stăvilarul deschis, din beton cu oblon de lemn (fig. 5.9), pentru care se face calculul hidraulic în trei situaţii:

a) *Stăvilar parţial deschis cu înălţimea d.*

$$Q = \varepsilon \cdot \varphi \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{2g \cdot \Delta h} \qquad (5.39)$$

în care:

ε = 0,75-0,95 coeficient de contracţie;

φ = 0,85-0,95 coeficient de viteză.

b) *Stăvilar complet deschis.*

$$Q = \varepsilon \cdot \varphi \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{2g \cdot \Delta h} \qquad (5.40)$$

în care:

*h* este adâncimea apei în canal, în aval de stăvilar, la debitul de calcul *Q*;

$\Delta h$ – pierderea de sarcină admisă, $\Delta h \le 0{,}1$ m, din care condiţie se determină lăţimea stăvilarului *b*.

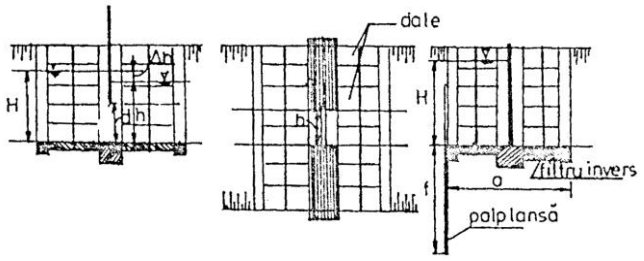



**Fig. 5.9.** Stăvilar din beton cu oblon de lemn.

c) *Stăvilar complet închis,* considerându-se canalul fără apă în aval de stăvilar, efectuându-se calcule de infiltraţie sub radier.

O metodă aproximativă pentru calculul fişei palplanşelor necesară lungirii drumului de infiltraţie este:

$$L_{inf.reală} \ge \xi \cdot H \qquad (5.41)$$

în care:

*H* este sarcina de apă în amonte în regim hidrostatic;

ξ – coeficient cu valoarea:

7-5 pentru teren nisipos

5-4,5 pentru loess

3-1,6 pentru teren argilos

Lungime fişei palplanşei rezultă din condiţia:

$$L_{inf.reală} = 2f + \frac{a}{3} \qquad (5.42)$$

## 5.4. BAZA TEORETICO-HIDRAULICĂ A DESECĂRII PRIN CANALE DESCHISE

Secţiunea de curgere a canalelor este determinată de debitul maxim care trebuie transportat cu o anumită pantă în regim hidraulic uniform. Forma cea mai simplă şi cea mai des utilizată pentru canale de desecare şi colectare-evacuare este cea trapezoidală, care însă prezintă dezavantajul unui regim al vitezelor de curgere foarte variabil funcţie de adâncimea apei. Din acest motiv în unele situaţii se adoptă soluţiile:

– Secţiunea cu radierul în unghi, adâncit cu circa 30 cm, care combate în oarecare măsură împotmolirea şi creşterea vegetaţiei, datorită vitezelor mai mari de curgere a apei;

– Secţiunea cu taluze de înclinare diferită se utilizează la canale cu adâncime peste 2-3 m, când straturile inferioare ale solului sunt mai slabe. Astfel dacă la partea superioară se acceptă taluze cu înclinarea 1:1,5, spre partea inferioară se pot face treptat 1:2 şi apoi 1:3;

– Secţiunea dublu trapezoidală (compusă) cu o albie trapezoidală centrală pentru debite mijlocii şi suprapusă o secţiune trapezoidală largă pentru debite mari. Banchetele ce se realizează vor avea o înclinaţie de 1:10 spre albia mijlocie. Această secţiune se utilizează pentru canale-colectoare unde debitele mijlocii sunt de lungă durată şi debitul maxim foarte scurt ca durată, dar are valoare mare.

*Dimensionarea canalelor* se face cu formula lui Chézy pentru viteza medie de curgere în canal (fig. 5.10), în regim hidraulic permanent şi uniform, la debitul maxim de calcul şi la debitul minim.

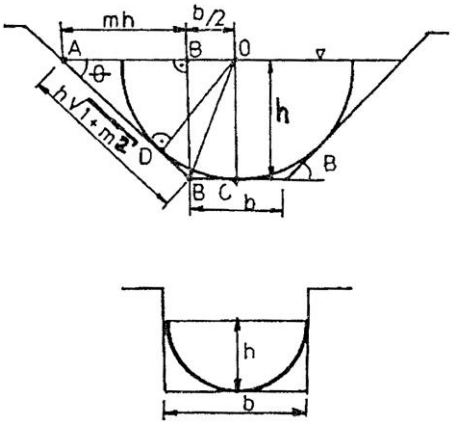



**Fig. 5.10.** Profil hidraulic optim al canalelor trapezoidal şi dreptunghiular.

$$V = C\sqrt{R \cdot i} \qquad (5.43)$$

unde:

*i* este panta hidraulică, care se introduce în fracţiuni;

*R* – raza hidraulică, în metri;

$C = \frac{1}{n} R^y$

$y = 1{,}5\sqrt{n}$ pentru $0{,}1 < R < 1$ m

$y = 1{,}3\sqrt{n}$ pentru $1 < R < 3$ m

*n* = 0,025 pentru un canal săpat în pământ

*n* = 0,035-0,045 pentru un canal înierbat

$R = \frac{A}{P}$

în care:

*A* este secţiunea de curgere în ($m^2$);

*P* – perimetrul udat al pereţilor canalului (m).

$$A = bh + mh^2 = h^2\left(\frac{b}{h} + m\right) = (\beta + m)h^2 \quad (5.44)$$

unde:

$$\beta = \frac{b}{h}$$

$$P = b + 2h\sqrt{m^2+1} = h\left(\frac{b}{h} + 2\sqrt{m^2+1}\right) = \quad (5.45)$$

$$= h(\beta + m')$$

unde:

$$m' = 2\sqrt{m^2+1}$$

Rezultă raza hidraulică:

$$R = \frac{\beta + m}{\beta + m'}h \quad (5.46)$$

În cazul când rugozitatea nu este aceeaşi pe întregul perimetru, se poate considera o medie aritmetică ponderată.

$$n = \frac{n_1P_1 + n_2P_2}{P_1 + P_2} \quad (5.47)$$

Notând cu $V_*$ şi $Q_*$ modulul vitezei şi debitului, avem:

$$V = C\sqrt{R}\cdot\sqrt{i} = V_*\cdot\sqrt{i}$$
$$Q = A\cdot C\sqrt{R}\cdot\sqrt{i} = Q_*\cdot\sqrt{i} \quad (5.48)$$

În dimensionarea hidraulică a canalelor se pune de multe ori problema alegerii *profilului hidraulic optim;* pentru aceasta scriem:

$$Q = \frac{1}{n}AR^{y+0,5}\sqrt{i} = \frac{1}{n}A^{y+1,5}P^{-y-0,5}i^{0,5} \quad (5.49)$$

$$P^{y+0,5} = \frac{A^{y+1,5}i^{0,5}}{n\cdot Q} \quad (5.50)$$

La o rugozitate $n$ dată, se pot pune următoarele probleme de minim, la un $P_{min}$ impus:

$A_{min}(Q, i)$; între canalele de aceeaşi pantă şi debit, există unul singur pentru care la $A_{min}$ avem $P_{min}$.

$A_{min}$ $(A, Q)$; între canalele de aceeaşi secţiune şi debit, există unul singur pentru care la $P_{min}$ avem $i_{min}$.

$Q_{max}$ $(A, i)$; între canalele de aceeaşi secţiune şi pantă, există unul singur pentru care la $P_{min}$ avem $Q_{max}$.

În toate aceste cazuri, când avem $P_{min}$, avem profil hidraulic optim, cu următoarele relaţii pentru canalul trapezoidal:

$$\left.\begin{aligned} A &= (\beta + m)h^2 = A_{min} \\ P &= (\beta + m')h = P_{min} \end{aligned}\right\}$$ – diferenţialele trebuie

să fie nule.

$$dA = h^2\cdot d\beta + 2(\beta + m)h\cdot dh = 0$$
$$dP = h\cdot d\beta + m'\cdot dh = 0$$

Calculăm:

$$\frac{d\beta}{dh} = \frac{2(\beta + m)}{h} = \frac{2(\beta + m')}{h}$$

Rezultă valoarea optimă pentru β:

$$\beta_0 = m' - 2m = 2\left(\sqrt{m^2+1} - m\right) \quad (5.51)$$

şi ca urmare şi celelalte mărimi optime:

$$A_0 = (\beta_0 + m)h^2 = (m' - m)h^2 \quad (5.52)$$

$$P_0 = (\beta_0 + m')h = 2(m' - m)\ ) \quad (5.53)$$

$$R_0 = \frac{A_0}{p_0} = \frac{h}{2} \quad (5.54)$$

cu următoarea interpretare geometrică:

$$\beta_0 = \frac{b}{h} = 2\left(\sqrt{1+m^2} - m\right)$$

sau:

$$\frac{b}{2} + mh = h\sqrt{1+m^2} \quad (5.55)$$

Această relaţie (5.55), conform figurii 5.10, ne arată că:

$OA = AB$

$\Delta ABB' = \Delta OAD$ – au toate laturile egale.

$OD = BB' = OC = h$

Profilul hidraulic optim este circumscris unui semicerc de rază *h.*

Problemele de calcul ale canalelor se pot grupa în patru cazuri:

1) Se cere *b*, funcţie de *Q, h, i, m, n* (cu condiţia ca debitul $Q > Q_\nabla$, unde $Q_\nabla$ este debitul aceluiaşi canal, dar cu $b = 0$, canal triunghiular).

2) Se cere *h*, funcţie de *Q, b, i, m, n.*

3) Se cer *b* şi *h*, funcţie de *Q, β, i, m, n*; în această problemă se poate propune un $P_{optim}$.

4) Se cere *b* şi *h*, funcţie de *Q, V, i, m, n,* deci şi *A* este dat; în această problemă vom avea $i > i_{min}$.

Soluţia problemelor este, pentru:

*Problemele 1 şi 2*

$$Q = Q_*\sqrt{i} = \frac{1}{n}AR^{y+0,5}\sqrt{i} \quad (5.56)$$

$$Q_* = \frac{1}{n}A\left(\frac{A}{P}\right)^{y+0,5} \quad (5.57)$$

Ţinând seamă de 5.44 şi 5.45 obţinem:

$$Q_* = \frac{h^{y+2,5}}{n}\cdot\frac{(\beta + m)^{y+1,5}}{(\beta + m')^{y+0,5}} \quad (5.58)$$

$$Q_{*\nabla} = Q_{*(\beta=0)} = \frac{h^{y+2,5}}{n}\cdot\frac{m^{y+1,5}}{(m')^{y+0,5}} \quad (5.59)$$

*Pentru problema 1* se reprezintă grafic valorile $Q_*$ în abscisă, pentru diferite valori *b* în ordonată. Valoarea lui *h* este cunoscută iniţial. Se obţine o curbă care intersectează abscisa la $Q_{*\nabla}$.

Valoarea lui *b* căutată, se va măsura în abscisă: $Q_* = \frac{Q}{\sqrt{i}}$, rezultând ordonata căutată.

*Pentru problema 2* se reprezintă grafic valorile $Q_*$ în abscisă în funcţie de *h* în ordonată. Pentru $Q_*$ necesar se stabileşte apoi grafic adâncimea apei *h.*

*Problema 3*

$$Q = Q_* \sqrt{i} = \frac{(\beta + m)^{y+1,5}}{(\beta + m')^{y+0,5}} \cdot \frac{\sqrt{i}}{n} h^{y+2,5} \qquad (5.60)$$

Pentru un β, Q, *m, n, i* dat, se calculează *h* din relaţia 5.60 şi apoi $b = \beta \cdot h$.

*Problema 4*

Impunem diverse valori lui *h* şi β şi calculăm secţiunea de curgere, reprezentată grafic în ordonată secţiunea de curgere *A* şi în abscisă β, vom obţine familii de curbe pentru $h_1$, $h_2$, $h_3$, $h_4$ etc.

Aceste curbe se vor intersecta cu ordonata la $A_\nabla$ pentru fiecare curbă *h.* Deoarece viteza este impusă şi *Q* cunoscut, rezultă $A_{nec}$ pentru care citim în grafic valoarea β şi alegem *b* şi *h* căutat, având relaţia de verificare 5.44 şi 5.43.

Condiţia de compatibilitate $i_{dat} > i_{\min}$ devine:

$$i > \frac{V^2 \cdot n^2}{R_{optim}^{2y+1}} \qquad (5.61)$$

Alegem $y = \frac{1}{6}$ şi deci $2y + 1 = \frac{4}{3}$ şi obţinem:

$$R_o^{\frac{4}{3}} > \frac{V^2 \cdot n^2}{i}$$

$$R_o^2 > \left(\frac{V \cdot n}{\sqrt{i}}\right)^3 \qquad (5.62)$$

Dar:

$$R_o^2 = A_o \frac{A_0}{P_o^2} = \frac{Q}{V} \cdot \frac{(m' - m) \cdot h^2}{4(m' - m)^2 \cdot h^2} \qquad (5.63)$$

şi obţinem:

$$\frac{Q}{4V(m' - m)} > \left(\frac{V \cdot n}{\sqrt{i}}\right)^3 \qquad (5.64)$$

Această relaţie trebuie satisfăcută pentru ca problema de tip 4 să fie compatibilă.

Capitolul 6

# DESECAREA PRIN DRENAJ ORIZONTAL

## 6.1. DRENAJUL, CONDIŢII ŞI CRITERII DE APLICARE. ELEMENTE COMPONENTE

Prin drenaje înţelegem lucrările hidroameliorative menite să coboare nivelul apelor freatice din sol, să elimine apa sărăturată aflată în exces, rezultată din condiţiile de spălare a solului impuse ameliorării acestuia.

Adâncimea de coborâre a apelor freatice faţă de nivelul terenului, numită *normă de drenaj*, este funcţie de zona pedoclimatică a culturilor agricole şi a stratului de sol supus spălării. Condiţiile cerute de plante, numite *criterii de drenaj*, au fost destul de puţin studiate, având în vedere mai mult nivelul freatic şi regimul de variaţie al acestuia, precum şi salinitatea solului în zona rădăcinilor.

*Criteriul de drenaj* cel mai studiat a fost cel în regim permanent, care stă la baza proiectării amenajărilor de drenaje (adică nivelul de apă freatică se menţine constant în decursul precipitaţiilor şi a evacuării prin drenuri).

Criteriul de drenaj cel mai des întâlnit în natură este cel nepermanent, când nivelul freatic este în continuă variaţie datorită precipitaţiilor şi efectului drenajului; el stă la baza verificării unui drenaj care trebuie să realizeze norma de drenaj la două zile după oprirea ploii, când nivelul freatic a ajuns la suprafaţa terenului şi anume: coborârea trebuie să fie de 60% din norma de drenaj în prima zi şi de 40% în ziua a doua.

*Criterii de drenaj în zona umedă şi subumedă.* Stabilirea adâncimii apei freatice, care asigură producţia agricolă optimă, s-a făcut pe bază de cercetări experimentale, cu scăderile de producţie, în procente, pentru diferite adâncimi ale apei freatice menţinute în lizimetre, în perioada de vegetaţie, pentru diferite grupe de soluri. Scăderea de producţie agricolă se datoreşte la nivele mari lipsei aerului din sol, iar la nivele mici lipsei apei din sol.

La solurile argiloase trebuie să se menţină mai adânc nivelul freatic, pentru a avea o producţie agricolă bună şi totodată creşte în perioada de vegetaţie, având valori $Z$ = 0,5-0,8 m.

Studiile experimentale efectuate în ţara noastră în câmpuri de drenaje de producţie agricolă arată pentru diferite zone pedoclimatice, aceste valori ajungând în unele zone din lunca Dunării la valori necesare ale normei de drenaj $Z$ = 1-1,2 m pentru grâu şi sfeclă de zahăr.

*Debitul de calcul pentru drenaj* este $q$ = 7-15 mm/zi şi se stabileşte în câmpurile experimentale de drenaj în funcţie de condiţiile pedoclimatice, a posibilităţilor de infiltrare a apelor de precipitaţii prin zona nesaturată a solului şi apoi prin mişcarea apei în zona saturată spre drenuri.

Drenurile trebuie să aibă o capacitate de captare mai mare decât debitul de calcul pentru drenaj *q;* această capacitate de captare a drenurilor se stabileşte în funcţie de gradul de colmatare a materialului filtrat şi a drenului, în contact cu solul din zona care urmează a fi drenată, pe standuri din laboratoarele de specialitate.

Pentru că menţinerea unei adâncimi constante a nivelului freatic este practic imposibilă, se corelează pierderea de producţie cu *indicele SEW-30.* Acest indice prezintă suma produselor dintre înălţimea nivelului apei freatice în cm, aflată deasupra adâncimii de 30 cm, într-o anumită perioadă, şi numărului de zile cu aceste nivele ridicate.

De exemplu, dacă nivelul apei este la adâncimea de 22 cm timp de 5 zile şi la adâncimea de 25 cm timp de 3 zile, avem indicele:

$$SEW_{30} = 8 \cdot 5 + 5 \cdot 3 = 55 \ \text{(cm·zi)}$$

Din studiile făcute iarna, rezultă că nivelele ridicate ale apei freatice produc scăderea producţiei la culturile semănate toamna şi primăvara.

Pentru $SEW_{30} < 200$ (cm·zi) iarna, nu au loc pierderi de producţie agricolă.

Alegerea adâncimii de referinţă la 30 cm este arbitrară, acest indice se poate recalcula pentru alte adâncimi de referinţă, caracterizând fenomenul din punct de vedere al frecvenţei.

Pentru proiectare sunt necesare studii în diverse câmpuri experimentale de drenaj în producţie agricolă aflate în diferite zone pedoclimatice şi care să determine:

– adâncimea nivelului apei freatice (norma de drenaj) pentru care se obţine producţia agricolă optimă;

– reducerile producţiei agricole când nivelul freatic depăşeşte nivelul optim, arătând durata limită acceptată economic;

– frecvenţa de realizare a duratei limită de depăşire a nivelului freatic optim folosind indicele *SEW.*

– debitul de drenaj $q$ care se poate filtra prin sol.

*Criterii de drenaj în zone secetoase.* Drenajul este necesar şi în zonele secetoase, irigate, pentru ameliorarea solurilor saline şi alcaline prin normele de spălare aplicate, precum şi pentru prevenirea sărăturării

secundare a solurilor irigate, prin ridicarea nivelului freatic, a transportului capilar de ape mineralizate din adâncime spre suprafaţa terenului.

În cazul ameliorării solurilor sărăturate, drenajul are rolul de a menţine un nivel mai coborât al suprafeţei apei freatice, de a colecta apa de spălare încărcată cu săruri în soluţie, după ce s-a filtrat prin stratul de sol supus spălării, şi a o evacua în afara suprafeţei agricole.

Spălarea sărurilor simultan cu cultivarea orezului este o metodă economică şi recomandată.

În amenajările de irigaţii, o parte din apa sistemului se pierde în adâncime prin infiltraţie, alimentând pânza freatică. Aceste pierderi se datorează fie aplicării unei norme de udare prea mari, fie pierderilor de apă prin neetanşeitatea canalelor şi conductelor de irigaţii.

De cantitatea de apă infiltrată prin sol şi drenajul natural al solului depinde ritmul de creştere al nivelului apei freatice.

Istoria irigaţiilor este plină de exemple în care creşterile nivelului apei freatice, datorită pierderilor de apă din irigaţii, au dus la sărăturarea unor soluri irigate şi la scoaterea din cultură a numeroase suprafeţe de teren, sursele de săruri fiind în apa de irigaţie şi în apa freatică, prin ridicare capilară la suprafaţa terenului, unde apa se evaporă şi sărurile se acumulează.

Pe terenurile agricole irigate, drenajul necesită adâncimi mai mari, iar debitul de drenaj este mai mic decât în cazul zonelor umede.

Rolul drenajului pe terenurile irigate este de a menţine nivelul apei freatice la o adâncime de la care transportul capilar să nu depăşească 1 mm/zi, să colecteze apa infiltrată în adâncime cu care se suplimentează fiecare normă de udare, în scopul de a dizolva şi îndepărta sărurile provenite din apa de irigaţie şi să îndepărteze excesul de apă din zona rădăcinilor.

Studiind relaţia dintre adâncimea apei freatice şi salinizarea solului, datorită ridicării capilare la câteva tipuri de soluri cu texturi medii şi grele, s-a găsit că pentru adâncimi ale nivelului freatic mai mici de 1,5-2 metri, la creşteri relativ mici ale nivelului freatic corespund pentru transportul capilar (sau cantitatea de apă ridicată spre suprafaţa solului şi evaporată într-o zi în mm.CA.) creşteri importante.

Pentru adâncimi mai mari de *adâncimea critică de salinizare* 1,5-2 m, transportul capilar scade încet, nedepăşind valoarea de 1 mm/zi.

*Noţiunea de adâncime critică de salinizare,* în ceea ce priveşte posibilitatea de salinizare a profilului solului, corespunde adâncimii la care transportul capilar este aproximativ 1 mm/zi şi se justifică astfel: evaporarea unei cantităţi de apă freatică, transportată prin capilaritate spre suprafaţa terenului, mai mică decât 1 mm/zi, impune coborârea nivelului freatic la adâncimi atât de mari, încât nu se justifică economic.

Analiza datelor experimentate arată că această adâncime critică de salinizare este de 200 cm pentru solul cu textură lutoasă, aproximativ 130-150 cm pentru solul cu textură argiloasă şi 80-100 cm în solurile cu textură nisipoasă.

Pentru ţara noastră se consideră că, pe terenurile irigate, se justifică economic menţinerea nivelului freatic la 1,5-1,8 m prin lucrări de drenaje.

*Elementele componente ale drenajului* sunt lucrările de nivelare, modelare, afânare, drenaje cârtiţă şi de ventilaţie, menite să uşureze scurgerea apei la suprafaţa terenului spre canale, infiltrarea apei prin sol la drenurile tubulare, aerarea profilului de sol din stratul activ.

Aceste lucrări se iau într-o anumită combinaţie, funcţie de zona pedoclimatică respectivă şi a rezultatelor studiilor din câmpurile experimentale de drenaje. Amenajarea de drenaj poate fi cu vărsarea directă în canalul de desecare, sau se colectează prin drenuri colectoare. Aceste drenuri colectoare se pot dimensiona cu curgere liberă, dar mai economică este dimensionarea în regim sub mică presiune, ţinând seamă de durata relativ scurtă de evacuare după o ploaie, urmând ca apoi să menţină acest nivel. O asemenea reţea de drenaje absorbante cu drenuri colectoare poate fi realizată în diferite forme având la 200 m distanţă, pe drenurile colectoare, cămine de vizitare pentru curăţire, sau cămine la schimbarea direcţiei în plan orizontal a drenului colector. Pentru evitarea unor pante prea mari ale colectorului de drenaj se prevăd cămine de rupere de pantă, în care căderea se realizează în cămin.

Dacă în aceste cămine, plasate pe colectoarele drenurilor absorbante, se prevăd nişe pentru batardouri, se pot realiza: prin introducerea batardoului ridicarea nivelului freatic în întreaga zonă amonte şi apoi prin scoaterea bruscă a batardoului o coborâre a nivelului freatic, realizându-se aspiraţia şi refularea aerului din porii solului (primenirea aerului din sol prin procesul de răsuflare a drenului, care aduce importante sporuri de producţie agricolă).

## 6.2. NOŢIUNI DE HIDRAULICA SCURGERII APELOR FREATICE SPRE (ŞI PRIN) DRENURI

Calculul de proiectare se face în regimul hidraulic permanent rezultând distanţa între drenurile absorbante.

Calculul de verificare se face pentru această distanţă între drenuri în regim hidraulic nepermanent astfel încât coborârea nivelului freatic să se realizeze într-un anumit timp impus.

## 6.2.1. SOLURI CU PROFIL OMOGEN

Soluri cu profil omogen, cu notaţiile din fig. 6.1.a; în funcţie de debitul ce se poate infiltra prin sol de la suprafaţa terenului *q*, se scrie ecuaţia de continuitate pentru debitul infiltrat spre drenuri în secţiunea curentă *x:*

$$q\left(\frac{L}{2}-x\right)=K\cdot y\cdot\frac{dy}{dx} \qquad (6.1)$$

Separând variabilele şi integrând între limitele $D+h$ şi $D$ avem:

$$q\left|\frac{L}{2}x-\frac{x^2}{2}\right|_0^{\frac{L}{2}}=\left|\frac{Ky^2}{2}\right|_D^{D+h} \qquad (6.2)$$

şi rezultă distanţa între drenuri, după Donnan:

$$L^2=\frac{4K\left[\left(D+h\right)^2-D^2\right]}{q} \qquad (6.3)$$

## 6.2.2. SOLURI CU PROFIL STRATIFICAT – METODA HOOGHOUDT

*Soluri cu profil stratificat* – metoda *Hooghoudt,* cu notaţiile din fig. 6.1.b când stratul de separare a solurilor este chiar la adâncimea drenului.

Se stabileşte grosimea stratului echivalent *d* în care avem mişcarea apei spre dren în stratul inferior cu conductivitatea hidraulică $K_2$:

$$d=\frac{L}{8\left(R_h+R_r\right)} \qquad (6.4)$$

unde rezistenţa orizontală:

$$R_h=\frac{\left(L-1{,}4D\right)^2}{8\cdot D\cdot L} \qquad (6.5)$$

şi rezistenţa radială

$$R_r=\frac{1}{\pi}\ln\frac{0{,}7\cdot D}{r} \qquad (6.6)$$

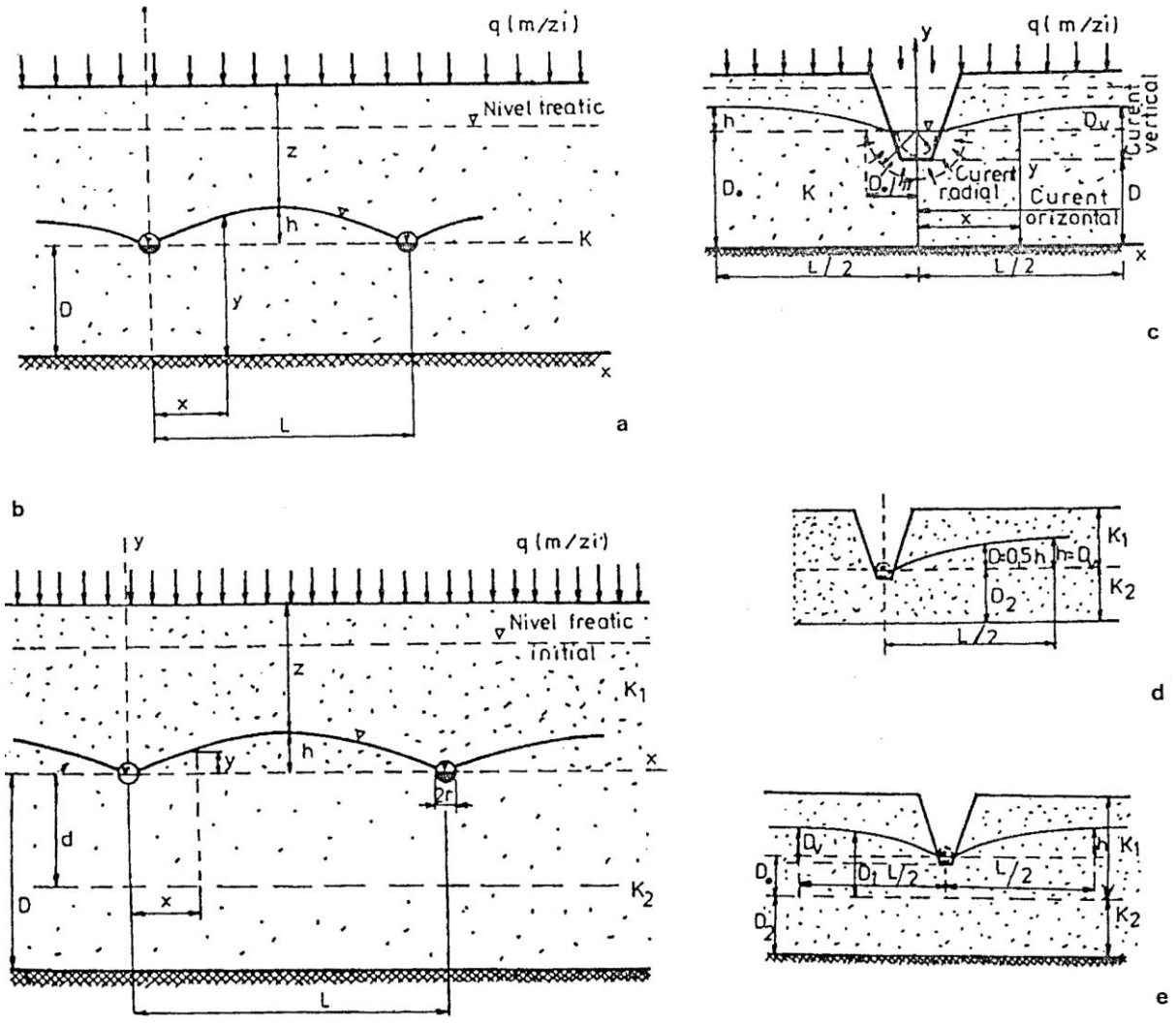



**Fig. 6.1.** Elementele de calcul al drenajului: a – în profil de sol omogen; b – în profil stratificat; c – deschis; d – când planul de separare a solurilor intersectează drenul; e – când planul de separare a solurilor este sub dren.

Expresia debitului ce se drenează în secţiunea *x* este:

$$q\left(\frac{L}{2}-x\right)=K_2\cdot d\cdot\frac{dy}{dx}+K_1\cdot y\cdot\frac{dy}{dx} \qquad (6.7)$$

Integrând, avem:

$$q\left|\frac{L}{2}x-\frac{x^2}{2}\right|_0^{\frac{L}{2}}=K_2\cdot d\left|y\right|_0^h+K_1\left|\frac{y^2}{2}\right|_0^h \qquad (6.8)$$

şi rezultă expresia distanţei între drenuri:

$$L^2=\frac{8K_2\cdot h\cdot d}{q}+\frac{4\cdot K_1\cdot h^2}{q} \qquad (6.9)$$

Pentru tuburi de drenaj din ceramică au fost întocmite nomograme de calcul precum cele din fig. 6.2 pentru distanţe *L* = 5-25 m şi pentru *L* = 10-100 m.

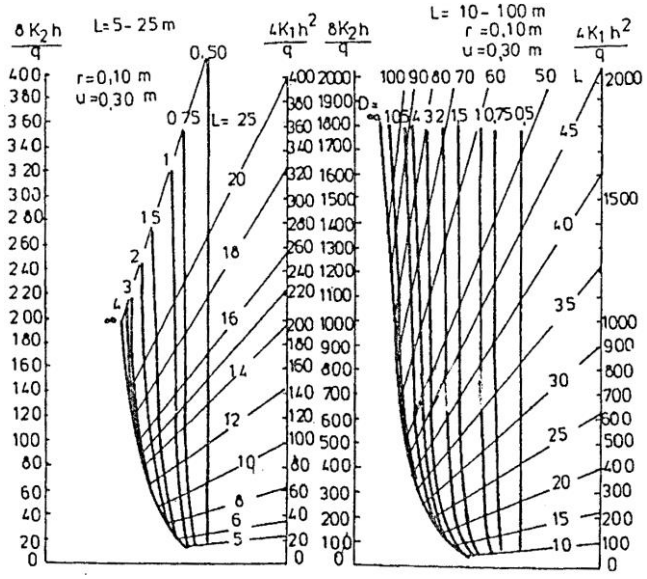



**Fig. 6.2.** Nomogramă de calcul a distanţei între drenuri după Hooghoudt.

## 6.2.3. SOLURI CU PROFIL STRATIFICAT – METODA ERNST

Soluri cu profil stratificat – *metoda Ernst*, cu notaţiile din fig. 6.1.c, vom prezenta pentru soluri cu profil omogen şi apoi prin particularizare pentru diferite nivele ale stratificaţiilor, considerând un canal deschis care drenează prin profilul său asimilat cu semicircumferinţa unui dren, de diametru 2*r*. Pierderea de sarcină *h* necesară pentru realizarea drenării se va compune dintr-o pierdere de sarcină a mişcării apei pe: verticală pe lungimea $D_v$, orizontală pe lungimea *L*/2, radială pe lungimea de la o rază exterioară $R=\frac{D_0}{\pi}$, la raza interioară *r*, şi la intrarea apei prin dren şi filtru $h_{i+f}$;

$$h=h_v+h_0+h_r+h_{i+f} \qquad (6.10)$$

Debitul *q* trecând printr-o secţiune unitară, obţinem pierderea de sarcină în *curentul vertical:*

$$q=K\frac{h_v}{D_c} \qquad (6.11)$$

de unde rezultă $h_v$.

În *curent orizontal* avem:

$$q\left(\frac{L}{2}-x\right)=KD\frac{dy}{dx} \qquad (6.12)$$

şi integrând între zero şi $h_0$ pe lungimea *L*/2 obţinem:

$$q\left|\frac{L}{2}\cdot x-\frac{x^2}{e}\right|_0^{\frac{L}{2}}=K\cdot D\cdot\left|y\right|_0^{h_0} \qquad (6.13)$$

Rezultă:

$$h_0=q\frac{L^2}{8KD} \qquad (6.14)$$

În *curentul radial:*

Se consideră o jumătate de absorbţie pe perimetrul canalului $U\simeq\pi\cdot r$, unde *r* este raza drenului plus filtrul la amenajările de drenaje orizontale închise. Funcţiunea liniilor echipotenţiale este:

$$\varphi=\frac{Q_a}{2\pi}\ln r \qquad (6.15)$$

unde:

$$Q_a=2qL \qquad (6.16)$$

Familia curbelor φ se obţine într-un curent subteran din:

$$\varphi=K\cdot H+c \qquad (6.17)$$

unde:

$H\equiv h_r$ – pierderea de sarcină radială.

Eliminând φ obţinem:

$$K\cdot h_r=\frac{Q_a}{2\pi}\left|\ln r\right|_r^{\frac{D_0}{\pi}} \qquad (6.18)$$

şi înlocuind 6.16 avem:

$$h_r=\frac{qL}{\pi K}\ln\frac{D_0}{U} \qquad (6.19)$$

şi obţinem formula lui Ernst:

$$h=\frac{qD_v}{K}+\frac{qL^2}{8KD}+\frac{qL}{\pi K}\ln\frac{D_0}{U} \qquad (6.20)$$

**Cazuri particulare ale formulei lui Ernst** sunt funcţie de nivelul stratificaţiei şi de valorile conductivităţii hidraulice ale solului.

*Caz I – profil omogen şi* $D_0<\frac{1}{4}L$

În acest caz se poate neglija pierderea de sarcină verticală şi formula 6.20 devine:

$$h=\frac{qL^2}{8KD_1}+\frac{qL}{\pi K}\ln\frac{D_0}{U} \qquad (6.21)$$

unde:

$D_1=D_0+0,5h$, fig. 6.1.c.

Pentru această situaţie, când adâncimea stratului impermeabil nu este mare, s-a întocmit şi o nomogramă de calcul (fig. 6.3).

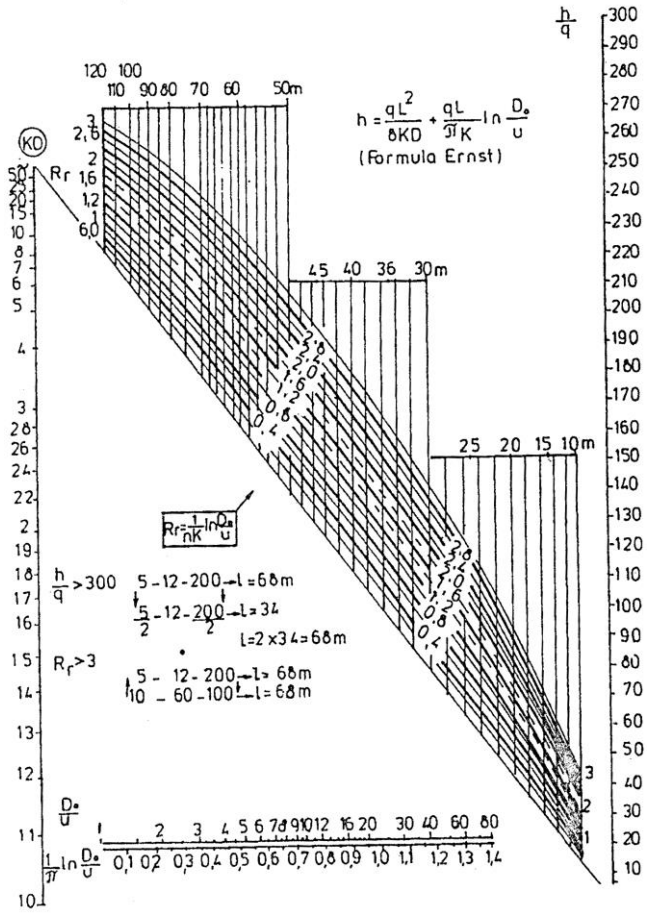



**Fig. 6.3.** Nomograma lui Ernst pentru calculul distanţei între drenuri.

*Cazul II – profil cu două strate de sol, planul de separaţie intersectând drenul sau canalul.* Conform fig. 6.1.d. avem situaţiile:

a) $K_1 \gtrless K_2$, se poate neglija pierderea de sarcină verticală:

$$h = \frac{qL^2}{8\left(K_1D_1 + K_2D_2\right)} + \frac{qL}{\pi K_2}\ln\frac{D_0}{U} \qquad (6.22)$$

b) $K_1 \ll K_2$

$$h = q\frac{D_v}{K_1} + \frac{qL^2}{8K_2D_2} + \frac{qL}{\pi K_2}\ln\frac{D_0}{U} \qquad (6.23)$$

c) $K_1 \gg K_2$, se va utiliza formula lui Hooghoudt:

$$L^2 = \frac{8K_2h\cdot d}{q} + \frac{4K_1h^2}{q}$$

*Cazul III – profil cu două strate de sol, planul de separaţie fiind sub dren sau canal*

Având în vedere că drenul este situat în stratul $K_1$, rezistenţa radială va fi influenţată şi de stratul $K_2$ şi în consecinţă trebuie făcută o corecţie cu coeficientul „a”, al rezistenţei radiale, conform fig. 6.1.e şi a nomogramei din fig. 6.4.

$$h = q\frac{D_v}{K_1} + \frac{qL^2}{8\left(K_1D_1 + K_2D_2\right)} + \frac{qL}{\pi K_1}\ln a\frac{D_0}{U} \quad (6.24)$$

unde:

$$D_1 = D_0 + 0{,}5\cdot h$$

şi termenul $\frac{qL}{\pi K_1}\ln a\frac{D_0}{U}$ utilizând nomogramele din fig. 6.3 şi fig. 6.4.

*Cazul IV – profil omogen* $D > \frac{L}{4}$, în situaţia în care stratul impermeabil este la mare adâncime şi $h > \frac{L}{5}$, se pot neglija rezistenţele verticale şi orizontale:

$$h = \frac{qL}{\pi K}\ln\frac{L}{U} \qquad (6.25)$$

*Cazul V – Precizări asupra distanţei pe care se consideră mişcarea radială.*

Analizând ipotezele diferite, făcute de Hooghoudt şi Ernst asupra lungimii mişcării radiale, David I. consideră o relaţie cu corecţia necesară α, pentru care ipotezele făcute anterior sunt cazuri particulare şi formula 6.24 devine:

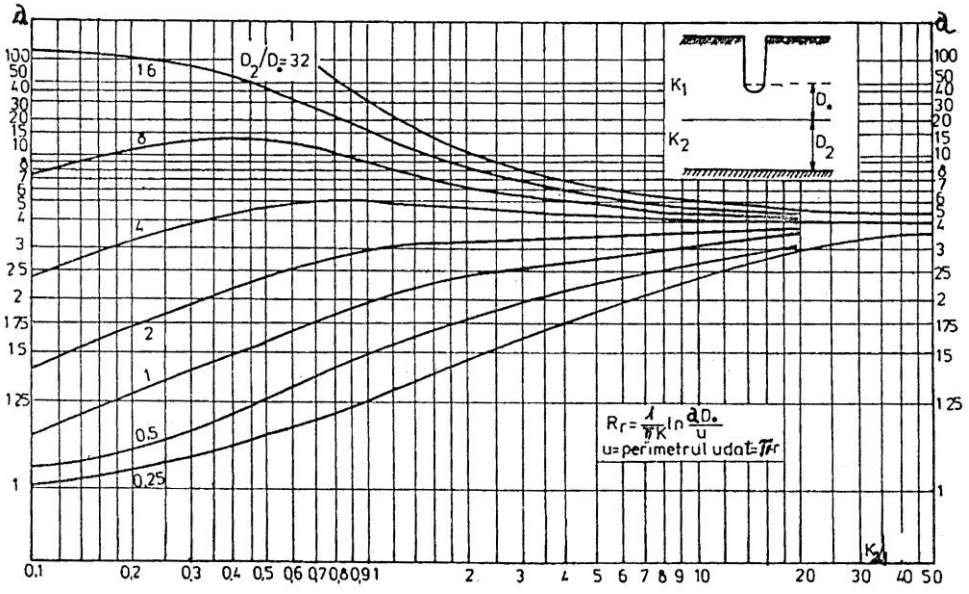



**Fig. 6.4.** Nomogramă pentru determinarea coeficientului de corecţie „a” la solul stratificat

$$h = q\frac{D_v}{K_1} + \frac{qL^2}{8\left(K_1 D_1 + K_2 D_2\right)} + \frac{qL}{\pi K_1}\ln a\alpha\frac{D_0}{U} \tag{6.26}$$

unde:

$$\alpha = \frac{1+0{,}5\dfrac{h}{D_0}}{2\sin\dfrac{\pi}{1+0{,}5\dfrac{h}{D_0}}} \tag{6.27}$$

Pentru valori uzuale avem:

| $\frac{h}{D_0}$ | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 1 | 2 | 4 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| α | 2,76 | 1,95 | 1,45 | 1,20 | 1,07 | 0,98 | 0,93 | 0,90 | 0,87 | 1 | 1,74 |

*Cazul VI – Considerarea pierderii de sarcină la intrarea apei prin filtru şi dren*

Pierderea de sarcină la intrarea apei prin filtru şi dren în cazul în care nu se poate neglija formula 6.10 se calculează cu relaţia:

$$h_{i+f} = \frac{qL}{K_1}\varsigma_{i+f} \tag{6.28}$$

în care, conform notaţiilor din fig. 6.5 avem după David I. o expresie analitică generală:

$$\varsigma_{i+f} = \alpha\left[\ln\frac{1}{\sin\dfrac{nb}{aD_0}} + \frac{1-\chi}{2\chi}\ln\left(A_1+\sqrt{A_1^2+1}\right)\cdot\right.$$
$$\left.\cdot\left(A_2+\sqrt{A_2^2+1}\right)\right] + \beta\left[\ln\frac{1}{\sin\dfrac{\pi l}{2B}} + \right.$$
$$\left. + \frac{1-\chi}{2\chi}\ln\left(B_1+\sqrt{B_1^2+1}\right)\left(B_2+\sqrt{B_2^2+1}\right)\right] \tag{6.29}$$

unde:

$$\chi = \frac{K_{fc}}{K_1}$$

unde:

$K_{fc}$ este conductivitatea hidraulică a filtrului colmatat;

$K_1$ este conductivitatea hidraulică a solului din vecinătatea imediată, în partea inferioară a drenului.

În funcţie de valorile χ avem:

$\chi \gg 1$ – efect deosebit de favorabil al filtrului;

$\chi > 1$ – efect favorabil al filtrului;

$\chi = 1$ – fără efect al filtrului;

$\chi < 1$ – efect defavorabil.

*Când tubul PVC* are orificii dreptunghiulare cu latura lungă după generatoare, fig. 6.5.a, deci $l > b$, avem în formula 6.29:

$$\alpha = \frac{2B}{n\pi l}$$

$$\beta = \frac{2B}{\pi^2 D_0}$$

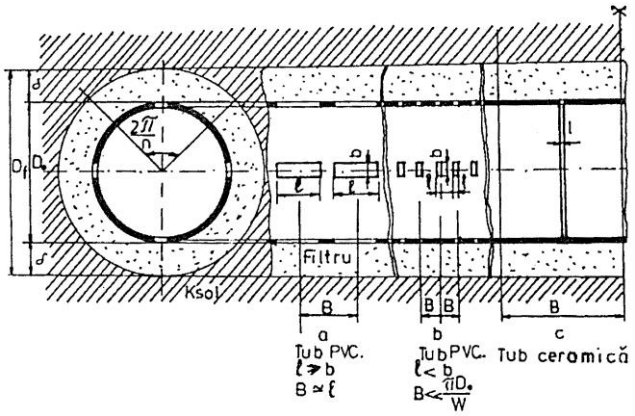



**Fig. 6.5.** Elementele geometrice ale complexului dren + filtru.

*Când tubul de PVC* are orificii dreptunghiulare cu latura scurtă după generatoare, fig. 6.5.b, deci $l < b$, avem în formula 6.29:

$$\alpha = \frac{2}{n\cdot\pi}$$

$$\beta = \frac{2B}{\pi n b}$$

Celelalte mărimi au semnificaţia:

$$\delta = \frac{D_0}{2}\left(\frac{D_f}{D_0}-1\right)$$

$$A_1 = \frac{\left(\dfrac{D_f}{D_0}\right)^n - 1}{2\left(\dfrac{D_f}{D_0}\right)^{\frac{n}{2}}\cdot\sin\dfrac{nb}{2D_0}}$$

$$A_2 = \frac{\sqrt{\left(\dfrac{D_f}{D_0}\right)^{2n} - 1}}{2\left(\dfrac{D_f}{D_0}\right)^{\frac{n}{2}}\cdot\sin\dfrac{nb}{2D_0}}$$

$$B_1 = \frac{\operatorname{sh}\dfrac{\pi\delta}{B}}{\sin\dfrac{\pi l}{2B}}$$

$$B_2 = \sqrt{\frac{1}{2}\left[\sqrt{1+4\left(\frac{\operatorname{sh}\frac{\pi\delta}{B}}{\sin\frac{\pi l}{2B}}\right)^2\left(\frac{\operatorname{ch}\frac{\pi\delta}{B}}{\sin\frac{\pi l}{2B}}\right)^2} - 1\right]}$$

Pentru tuburi de ceramică, fig. 6.5.c, se reţine numai al doilea termen din formula generală 6.29:

$$\varsigma_{i+f} = \frac{2B}{\pi^2 D_0}\cdot\left[\ln\frac{1}{\sin\frac{\pi l}{2B}} + \right. \tag{6.30}$$

$$\left. + \frac{1-\chi}{2\chi}\ln\left(B_1+\sqrt{B_1^2+1}\right)\left(B_2+\sqrt{B_2^2+1}\right)\right]$$

*Pentru drenuri de PVC fără filtru,* facem $\chi = 1$ în relaţia 6.29 şi obţinem:

$$\varsigma_i = \frac{2B}{n\pi l}\left[\ln\frac{1}{\sin\frac{nb}{2D_0}} + \frac{n\cdot l}{\pi D_0}\ln\frac{1}{\sin\frac{\pi l}{2B}}\right] \tag{6.31}$$

Pentru drenuri de ceramică fără filtru, facem $\chi = 1$ în relaţia 6.30 şi obţinem:

$$\varsigma_i = \frac{2B}{\pi^2 D_0}\ln\frac{1}{\sin\frac{\pi l}{2B}} \tag{6.32}$$

care este dată de Engelund (în 1953) sub forma:

$$\varsigma_i = \frac{2B}{\pi^2 D_0}\ln\frac{2B}{\pi l} \tag{6.33}$$

## 6.2.4. CALCULUL DRENAJELOR ÎN REGIM NEPERMANENT

Pentru strate impermeabile nu prea adânci, $D < \frac{L}{4}$, şi pentru scăderi ale nivelului freatic de la $h_0$ la $h_1$, cuprinsă pe intervale $\frac{h_t}{h_0} < 0{,}8$, avem după Glover – Dumm soluţia:

$$h_t = h_0 \cdot 1{,}16 \cdot e^{-\frac{t}{j}} \tag{6.34}$$

în care:

$$j = \frac{pL^2}{\pi^2 KD} \simeq \frac{pL^2}{10KD} \tag{6.35}$$

$$D = D_0 + \frac{h_0 + h_t}{4} \tag{6.36}$$

şi înlocuind se obţine:

$$L^2 = \frac{10KDt}{p\cdot\ln\left(1{,}16\frac{h_0}{h_t}\right)} \tag{6.37}$$

Pentru valoarea porozităţii drenabile ($p$ în %), în lipsă de alte măsurători se poate calcula cu:

$$p = \sqrt{K} \tag{6.38}$$

în care $K$ (cm/zi).

Pentru calcule se va utiliza nomograma fig. 6.6, verificând dacă pentru distanţa între drenuri $L$, stabilite prin calcul în regim permanent, se verifică coborârea de nivel freatic de la suprafaţa terenului la norma de drenaj $Z$ în două zile, din care în prima zi $h_0 - h_t = 0{,}6\cdot Z$ şi în a doua zi $h_0 - h_t = 0{,}4\cdot Z$. În caz contrar drenajul se redimensionează, micşorând distanţa între drenuri cu formula 6.37 sau fig. 6.6.

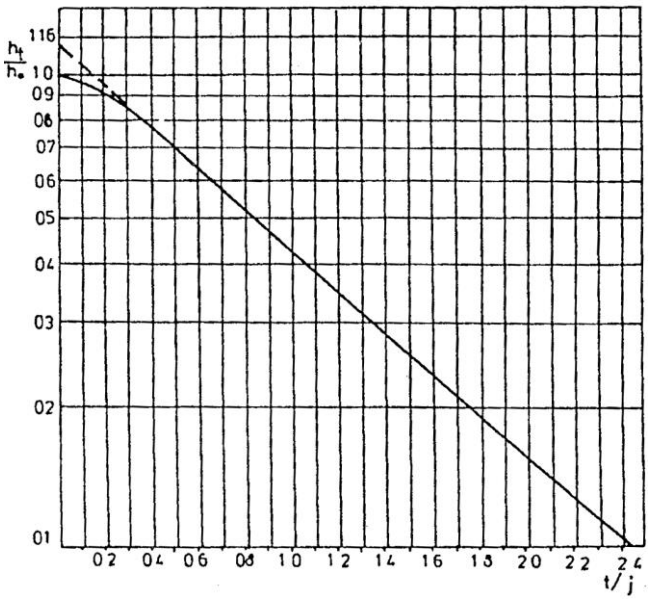



**Fig. 6.6.** Nomograma pentru calculul drenurilor în regim nepermanent.

Pentru cercetări în câmpuri experimentale de drenaj se întrebuinţează relaţiile propuse de Kraijenhoff van der Leur – Maasland, unde în regim nepermanent pierderea de sarcină $h$ şi debitul măsurat la gura drenului sunt:

$$h = \frac{4}{\pi\cdot ap}P\sum_{n=1,\,-3,5}^{\infty}\frac{1}{n^3}\left(1-e^{-n^2at}\right) \tag{6.39}$$

$$q = \frac{8}{\pi^2}P\sum_{n=1,\,3,5}^{\infty}\frac{1}{n^2}\left(1-e^{-n^2at}\right) \tag{6.40}$$

în care:

$a = \frac{1}{J}$ – este denumit *factor al intensităţii de drenaj;*

$P$ (mm/zi) – intensitatea ploii de calcul.

Reţinând doar primul termen din seriile 6.39 şi 6.40 avem:

$$h = \frac{4}{\pi\cdot ap}P\left(1-e^{-at}\right) \tag{6.41}$$

$$q = \frac{8}{\pi^2}P\left(1-e^{-at}\right) \tag{6.42}$$

Ţinând seama de 6.35 şi împărţind aceste relaţii în situaţia $t \to \infty$ şi $q \simeq P$, obţinem:

$$q = \frac{2\pi KD}{L^2}h \tag{6.43}$$

utilizată în câmpurile experimentale de drenaj ca o legătură între valoarea lui *q* şi *h*.

În mod similar, dezvoltând în serie şi reţinând doar primul termen se obţine:

$$h_t = h_0 \cdot e^{-at} \qquad (6.44)$$

$$q_t = q_0 \cdot e^{-at} \qquad (6.45)$$

adică pierderea de sarcină şi debitul drenului în regim permanent în timpul ploii $h_0$ şi $q_t$ vor avea după oprirea ploii la timpul *t* valorile $h_t$ şi $q_t$.

## 6.2.5. CURGEREA APEI ÎN LUNGUL DRENULUI

În funcţie de regimul hidraulic adoptat şi anume: curgere liberă în regim uniform, sau curgere plină sub mică presiune, în lungul drenului, se stabileşte lungimea capabilă *B* şi suprafaţa agricolă deservită de dren, *S*, ţinând seamă că distanţa între drenuri *L* a fost stabilită prin calculele prezentate anterior.

*Pentru regimul uniform* (şi liber) de curgere în tub, unde panta de pozare a tubului *i* este aproximativ egală cu panta nivelului apei cu ecuaţia generală a debitului:

$$Q_u = C^{-\frac{1}{\beta}} \cdot d^{\frac{\alpha}{\beta}} \cdot i^{\frac{1}{\beta}} \qquad (6.46)$$

În realitate, valoarea debitului creşte de la valoarea zero la $q \cdot B \cdot L$ şi, conform fig. 6.7, avem într-o secţiune curentă *x*, debitul:

$$Q_x = q \cdot L \cdot x \qquad (6.47)$$

adică *regim de curgere neuniform*, deoarece debitul creşte în lungul drenului.

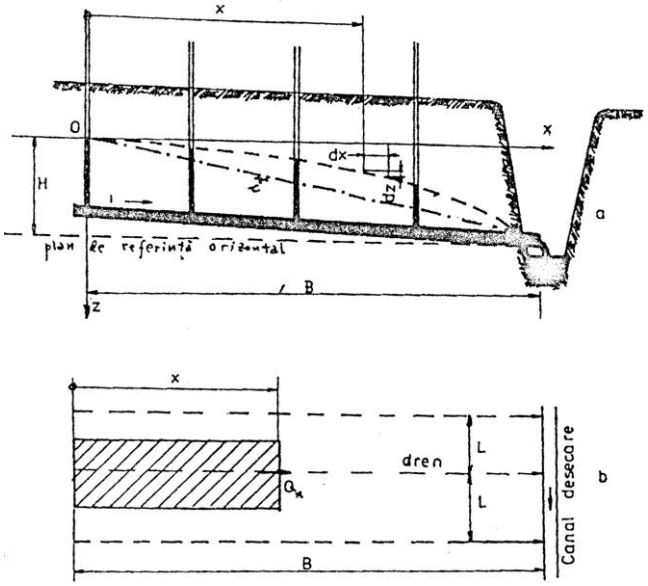



**Fig. 6.7.** Schema de calcul a lungimii şi diametrului tubului de dren: a – secţiune longitudinală; b – vedere în plan.

În relaţia 6.46, α, β şi C sunt coeficienţi experimentali care se determină în funcţie de rugozitatea tuburilor la curgerea în regim uniform (debit constant, la un diametru şi o pantă de pozare dată *i*).

Înlocuind 6.47 în 6.46 şi explicitând *i*, avem:

$$i = \frac{dz}{dx} = C \cdot d^{-\alpha} (qL)^{\beta} \cdot x^{\beta} \qquad (6.48)$$

cu condiţiile de margine:

$x = 0$; $z = 0$

$x = B$; $z = H$

Integrând 6.48 obţinem:

$$Z = \frac{c \cdot d^{-\alpha}}{\beta + 1} (q \cdot L)^{\beta} \cdot x^{\beta+1} + \text{const.} \qquad (6.49)$$

Valoarea constantei de integrare este nulă deoarece la $x = 0$; $Z = 0$.

Pentru a doua condiţie de margine se obţine:

$$H = \frac{1}{\beta + 1} c \cdot d^{-\alpha} (qL)^{\beta} \cdot B^{\beta+1} \qquad (6.50)$$

Vom nota cu $\bar{i} = \frac{H}{B}$ panta hidraulică medie la curgerea sub mică presiune, fig. 6.7.a.

$$\bar{i} = \frac{c \cdot d^{-\alpha} \cdot (q \cdot L)^{\beta} \cdot B^{\beta}}{\beta + 1} \qquad (6.51)$$

sau:

$$B = (1+\beta)^{\frac{1}{\beta}} \cdot \bar{i}^{\frac{1}{\beta}} \cdot \frac{C^{-\frac{1}{\beta}} \cdot d^{\frac{\alpha}{\beta}}}{q \cdot L} \qquad (6.52)$$

Debitul la *curgerea sub mică presiune* în secţiunea aval a tubului de drenaj va fi:

$$Q_{aval} = q \cdot B \cdot L = (1+\beta)^{\frac{1}{\beta}} \cdot C^{-\frac{1}{\beta}} \cdot d^{\frac{\alpha}{\beta}} \cdot i^{-\frac{1}{\beta}} \qquad (6.53)$$

expresie reprezentată de Wesseling în nomogramele fig. 6.8.a şi 6.8.b, unde în funcţie de panta hidraulică medie se poate obţine suprafaţa agricolă deservită de dren $S = B \cdot L$, la diferite grade ale capacităţii de curgere, 60%, 75% şi 100%, pentru diferite diametre de tuburi de drenaj şi diferite debite de drenaj *q*.

Pentru dimensionarea în *regim uniform* a tuburilor de drenaj, după Wesseling, avem nomogramele fig. 6.9.a şi 6.9.b.

Comparând hidraulic capacitatea de transport a tuburilor de drenaj, în regim uniform şi în regim neuniform (sub mică presiune), din relaţiile 6.46 şi 6.53 se observă că pentru a descărca acelaşi debit în aval trebuie ca:

$$\bar{i}^{\frac{1}{\beta}} = \frac{1}{(1+\beta)^{\frac{1}{\beta}}} \cdot i^{\frac{1}{\beta}} \qquad (6.54)$$

Pentru valoarea experimentală $\beta = 2$, obţinem:

$$\bar{i} = \frac{i}{3} \qquad (6.55)$$

sau pentru aceeaşi pantă în cele două regimuri $\bar{i} = i$, din aceleaşi relaţii 6.46 şi 6.53, rezultă că debitul în

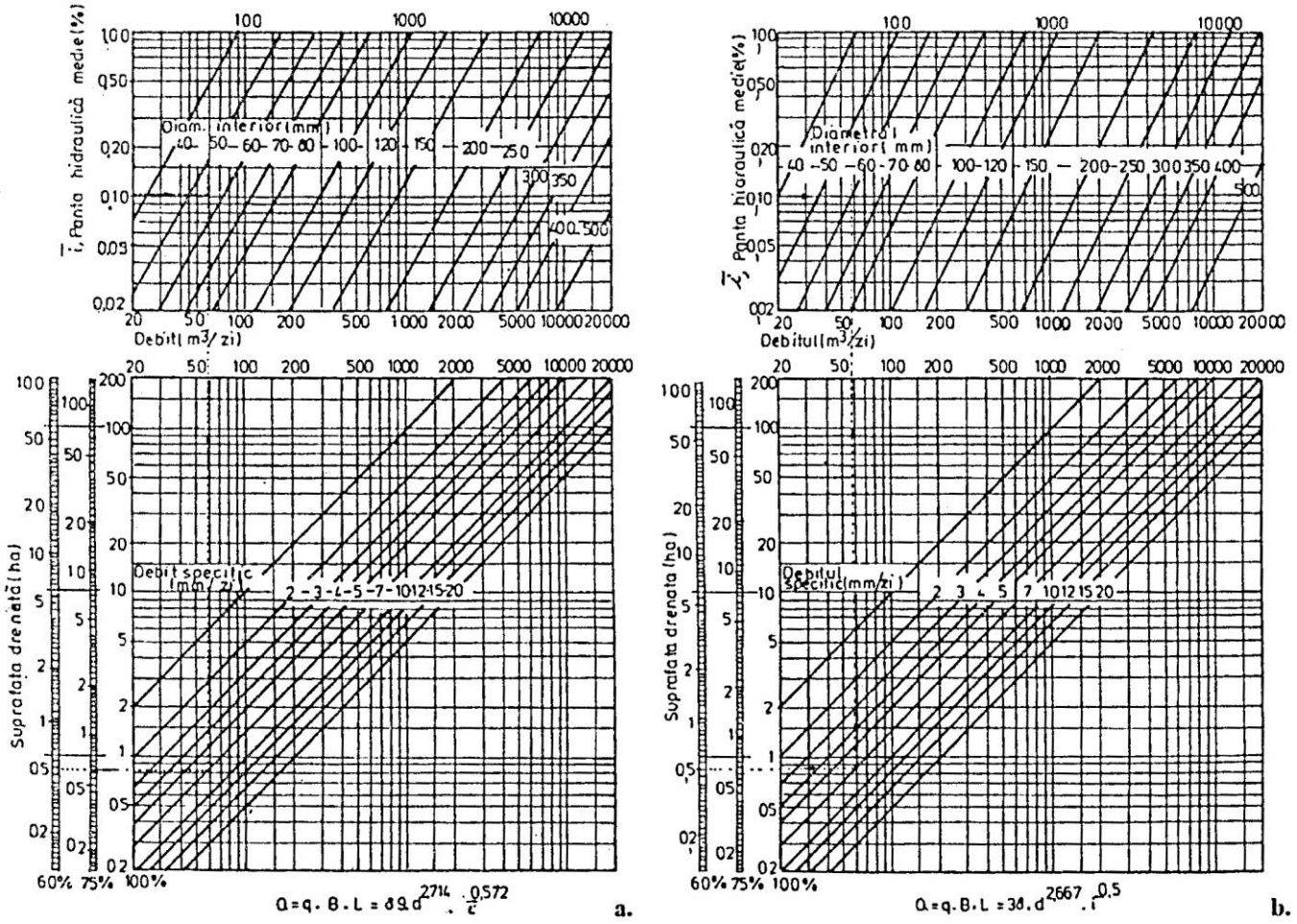



**Fig. 6.8.** Nomograme pentru calculul tuburilor de drenaj, în regim neuniform de mică presiune: a – netede; b – rugoase.

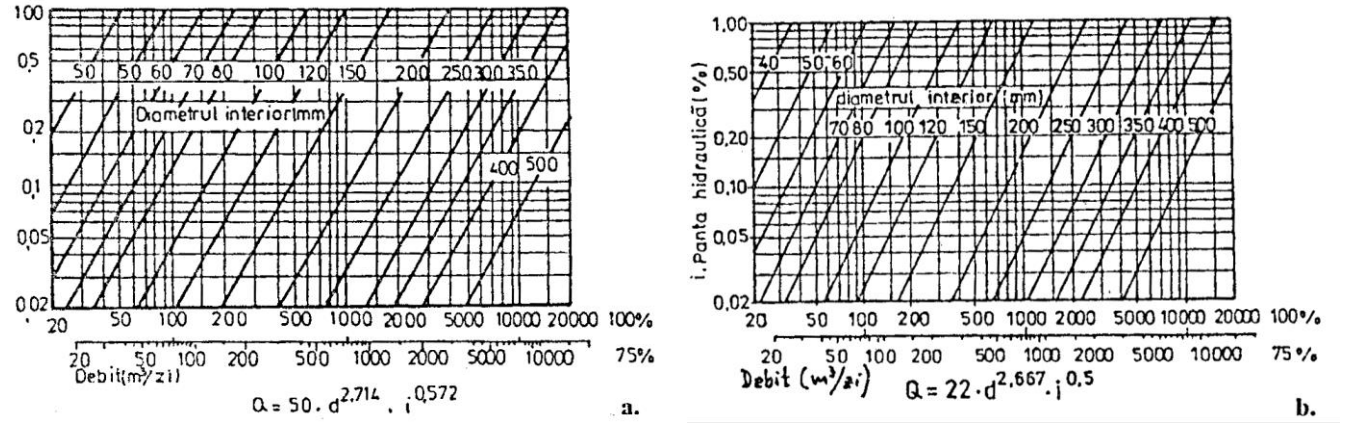



**Fig. 6.9.** Nomograme pentru calculul tuburilor de drenaj la curgere liberă (uniform): a – netede; b – rugoase.

*regim neuniform* este mai mare decât cel în *regim uniform:*

$$Q_n = (1+\beta)^{\frac{1}{\beta}} \cdot Q_u = \sqrt{3} \cdot Q_u \qquad (6.56)$$

Acest lucru se vede şi din compararea diagramelor din *regim uniform* fig. 6.9 cu cele din *regim neuniform,* fig. 6.8. În practică se recomandă pentru *drenurile absorbante, regimul uniform* cu panta de pozare a drenului de $i$ = 0,002, iar pentru *drenurile colectoare* cu diametre mai mari de 200 mm se recomandă *regimul neuniform* (sub mică presiune), cu panta de pozare a tubului de 0,0005 şi panta hidraulică medie $\overline{i}$ = 0,001.

Pentru siguranţă, se recomandă o reducere a suprafeţei drenate cu 60-75%, ţinând seamă de colmatarea secţiunii de curgere a tubului de dren.

# 6.3. TEHNICI DE DRENAJ. PROCEDEE MODERNE DE PROIECTARE ASISTATĂ DE CALCULATOR

Pentru solurile cu o conductivitate hidraulică $K \geq 0{,}5$ m/zi, tehnica de drenaj este cea prezentată până în prezent, adică: drenuri absorbante cu vărsarea în canale de desecare, sau drenuri absorbante colectate de drenuri colectoare şi apoi vărsate în canale de desecare.

Pentru conductivităţi hidraulice $K < 0{,}5$ m/zi, distanţa între drenuri devine aşa de mică încât nu se mai justifică economic asemenea amenajare de drenaj numită şi *clasică.*

În solurile cu conductivităţi hidraulice $K < 0{,}5$ m/zi de regulă cu mare conţinut de argilă (soluri grele) trebuie luate măsuri pentru mărirea conductivităţii hidraulice prin lucrări de afânare adâncă periodică. Acelaşi lucru se întâmplă şi cu solurile tasate, în special la hardpanul situat la circa 40 cm adâncime şi de grosime 10-20 cm, care nu pot fi drenate decât prin lucrări de afânare adâncă 60-70 cm.

Lucrările de afânare îmbunătăţesc condiţiile de aerare şi spălare a solului, dar precipitaţiile care acum se infiltrează uşor se pot acumula realizând un nivel freatic ridicat inacceptabil şi ca urmare trebuie luate măsuri de drenaj la baza stratului de sol afânat.

Tehnica de drenaj pe soluri grele, cunoscută şi de *drenaj încrucişat,* fig. 6.10, constă din: realizarea unui drenaj tubular la adâncimea de 0,9-1 m la capătul amonte, la distanţa $L_2$ = 15-50 m şi cu panta de pozare 0,002, având tranşeea sa umplută cu material filtrat granular (realizând o tranşee filtrantă), un drenaj cârtiţă perpendicular pe aceste tranşee filtrante şi la distanţa $L_3$ = 2-6 m, şi adâncime funcţie de posibilităţile existente ale utilajelor în dotare 0,8 m, şi apoi o afânare pe circa 0,6-0,7 m adâncime.

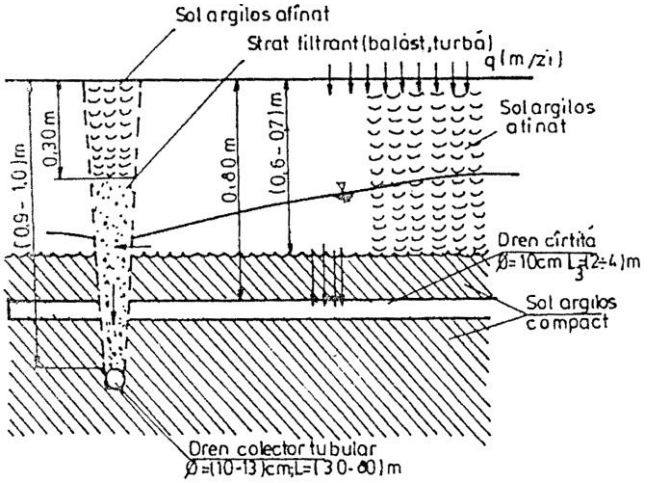



**Fig. 6.10.** Schema drenajului încrucişat pe soluri grele.

Excesul de apă de la suprafaţă se infiltrează uşor prin stratul afânat, realizând o curbă de depresiune între tranşeele filtrante. Apa gravitaţională acumulată în solul afânat se va infiltra prin tranşeea filtrantă la drenul colector tubular, cât şi prin fanta rămasă a drenului cârtiţă în solul argilos compact de la bază. Pentru proiectare se poate utiliza nomograma fig. 6.11, unde pentru exemplul dat avem $L_2$ = 15 m între drenurile tubulare şi $L_3$ = 4,2 m pentru drenurile cârtiţă pentru solul cu $K$ = 0,004 m/zi în stare iniţială.

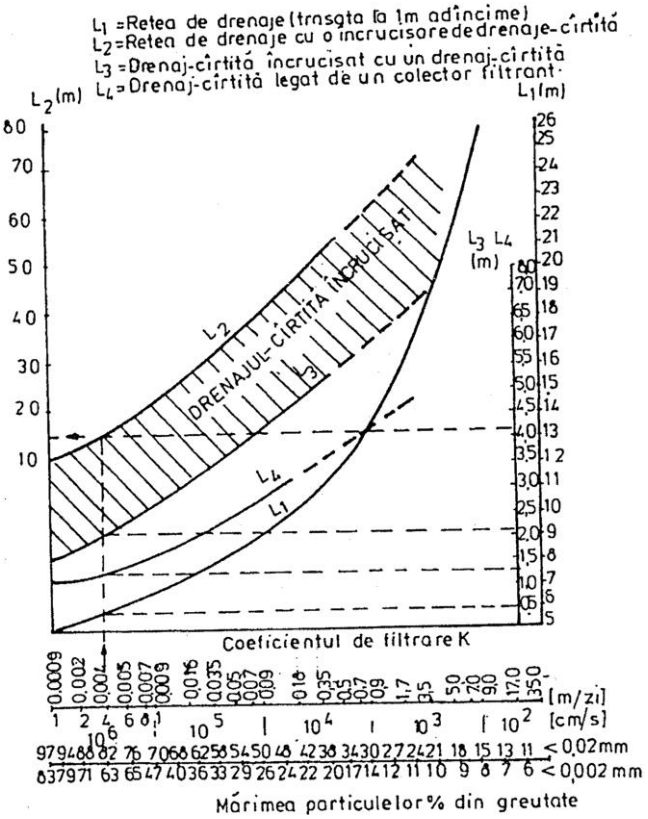



**Fig. 6.11.** Nomograma pentru dimensionarea drenajului (încrucişat) pe soluri grele.

La aceste amenajări cu drenaje cârtiţă trebuie îndeplinite criteriile de stabilitate a galeriei drenajului cârtiţă şi anume:

– soluri cu textură fină şi cu proprietăţi de plasticitate

– conţinut de argilă peste 40% şi nisip sub 20%

– porozitatea totală < 45%

– porozitatea de aeraţie < 10-15%

– indicele de plasticitate > 0,22

– indicele de stabilitate a drenului cârtiţă trebuie să fie: $I_S < 0{,}3$, unde $I_S = \frac{M}{G}$, în care:

$M$ – suma fracţiunilor cuprinse între 0,05-0,005 mm obţinute la analiza microagregatelor (%)

$G$ – suma fracţiunilor cuprinse între 0,05-0,005 mm obţinute la analiza granulometrică (%)

Dacă $I_S$ = 0,3-0,7, avem sol insuficient de stabil

şi dacă $I_S > 0,7$ nu se pot face drenuri cârtiţă.

Panta drenurilor cârtiţă este între 0,01 şi 0,1 cu valoarea recomandată 0,03.

Distanţa între drenurile cârtiţă $l$ rezultă şi din ecuaţia de continuitate:

$$l \cdot q = \pi \cdot d \cdot K \tag{6.57}$$

unde:

$$K = \frac{D}{\frac{D_1}{K_1} + \frac{D_2}{K_2} + \frac{D_3}{K_3}} \tag{6.58}$$

o medie armonică a conductivităţilor stratelor comprimate pe diametrele de sol $D_1$ şi $D_2$ de lângă galerie şi $D_3$ pe care se consideră mişcarea radială, cu conductivităţile hidraulice respective $K_1$, $K_2$, $K_3$, toate rezultate din încercări experimentale în teren.

Pentru a se economisi materialul granular din tranşeea filtrantă, în scopul de a nu se umple acesta pe întreaga lungime s-a conceput *drenajul de contact* pentru aceste soluri, fig. 6.12, unde în lungul drenului tubular colector tranşeea filtrantă este umplută doar pe lungimea $a$ = 2 m, restul de $b = (2\text{-}3)\cdot a$ rămâne umplut doar cu pământ afânat la execuţie.

Tot pentru acelaşi motiv, al economisirii filtrului granular din tranşeea filtrantă, se utilizează *drenul cu filtru geotextil fitil*, în care tubul de dren înfăşurat cu geotextil este prelungit în sus ca o perdea în tranşeea tubului de dren. Se foloseşte în cazul afânării solului paralel cu şirurile de drenuri. Nu poate fi folosit când se trasează încrucişat cu acest filtru al tubului de drenaj tubular, un drenaj cârtiţă.

*Pentru calculele de proiectare* sunt necesare studii hidrogeologice în teren, stabilind *conductivitatea hidraulică a solului prin metoda Augerhole* pe diferite strate ale profilului de sol, indicând stratul impermeabil de bază. Aceste valori ale lui $K$ trebuie să fie determinate pentru fiecare 1-5 ha, pentru a se putea grupa o raionare corespunzătoare a acestor conductivităţi.

Sunt necesare studii în teren pentru determinarea *trasmisivităţii hidraulice* a solului în regim permanent, în diferite perioade, folosind formula lui Hooghoudt:

$$L^2 = \frac{8 \cdot K \cdot h \cdot d}{q} + \frac{4 \cdot K \cdot h^2}{q}$$

care, scrisă sub forma:

$$\frac{q}{h} = \frac{8Kd}{L^2} + \frac{4Kh}{L^2} = A + B \cdot h \tag{6.59}$$

este o dreaptă în sistemul de axe $h$ şi $\frac{q}{h}$ cu valorile $A = \frac{8Kd}{L^2}$ şi $B = \frac{4K}{L^2} = tg\alpha$, prima fiind intersecţia cu ordonata şi a doua coeficientul unghiular al dreptei.

Prin măsurători în câmpuri experimentale de drenaj rezultă valorile $K$ şi $K \cdot d$.

Pentru verificarea în regim nepermanent a amenajării de drenaj proiectată, trebuie să cunoaştem *factorul intensităţii de drenaj „a”* şi *porozitatea drenabilă „p”,* care de asemenea se pot determina în câmpurile experimentale de drenaj din relaţia lui $h$ sau a lui $q$ (măsurat între drenuri, respectiv la gura drenului) utilizând formulele lui Kraijenhoff van der Leur – Maasland.

$$h_t = h_0 \cdot e^{-at}$$

$$q_t = q_0 \cdot e^{-at}$$

care prin logaritmare devine:

$$a = \frac{2,3\left(\log h_0 - \log h_t\right)}{t} = \frac{2,3\left(\log q_0 - \log q_t\right)}{t} \tag{6.60}$$

şi care, reprezentată într-o scară semilogaritmică cu log $h$ în ordonată şi $t$ în abscisă, este o dreaptă cu coeficientul unghiular

$$a = \text{tg}\alpha \tag{6.61}$$

Luându-se o unitate logaritmică în ordonată se obţine un triunghi dreptunghic din care se calculează uşor *„a”* (factorul intensităţii de drenaj, şi din ecuaţia 6.41 rezultă $p$ (porozitatea drenabilă)

Pentru calculul de proiectare trebuie să cunoaştem tuburile de drenaj disponibile şi materialele filtrante adecvate şi disponibile, alcătuind diferite variante posibile de tub de drenaj şi material filtrant, se vor efectua în continuare studii de laborator asupra conductivităţii hidraulice a materialului filtrant colmatat *„$Kf_c$”* în contact cu solul care urmează a fi drenat, calculându-se o valoare $\zeta i + f$.

Dacă această valoare rezultă negativă, atunci se va considera acoperitor $\zeta i + f = 0$.

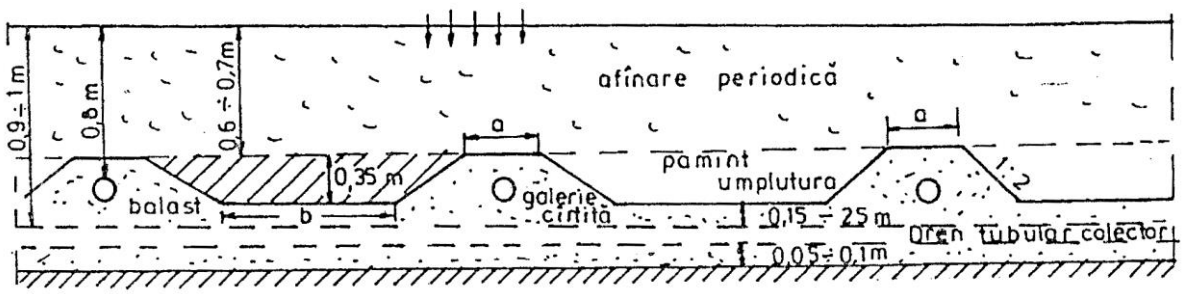



**Fig. 6.12.** Drenajul de contact pentru soluri grele.

Se rezolvă analitic ecuaţia de gradul II (6.10) utilizând calculatorul.

În general calculele se rezolvă cu ajutorul calculatorului în limbaj BASIC, determinând distanţa între drenuri *L* (drenaj clasic) pentru diferite variante posibile de tuburi de drenaj şi filtre, folosibile la data respectivă în zonă. Rezultă deci pentru fiecare variantă de tub şi filtru pentru o anumită zonă cu conductivitatea hidraulică a solului *K*, o anumită distanţă între drenuri *L*, deci o anumită densitate de drenuri pe 1 ha, calculată ca o lungime de drenuri pentru 1 ha.

Cunoscând costul unei lungimi unitare de dren, cuprinzând: lucrările de terasamente, tub de dren, material filtrant şi manopera necesară (în lei/km) se înmulţeşte cu densitatea reţelei (km/ha) şi se obţine investiţia specifică de amenajare (în lei/ha).

Comparând diferite variante calculate, prealabil experimentate în laboratoare, se alege varianta cu investiţia specifică minimă.

Pentru solurile grele unde nu se poate realiza drenajul clasic, se propune o soluţie de drenaj încrucişat cu drenuri cârtiţă plus afânare, la care sunt necesare studii de laborator asupra colmatării materialului filtrant din jurul tubului de dren colector, în sensul că acesta trebuie să aibă o capacitate de captare prin pereţii săi mai mare decât debitul posibil să se infiltreze prin sol *q*.

În studiile de laborator, determinându-se debitul final posibil de captat de către complexul dren + filtru, $q_f > q$ se determină (în condiţiile unei bune afânări a solului, a drenajului cârtiţă, reuşind să se mărească mult conductivitatea hidraulică a stratului drenat) la ce distanţă $L_*$ s-ar putea plasa drenurile colectoare din transeea filtrantă pentru debitul de proiectare *q*.

Rezultă:

$$L_* = \frac{q_f}{q} \cdot \frac{1000 \cdot 60 \cdot 24 \cdot 10}{100 \cdot 100} \qquad (6.62)$$

în care:

$q_f$ (în l/min/ml) debitul final captat de dren în condiţii colmatate;

$q$ (mm/zi) – debitul de dimensionare a drenajului.

$L_*$ (m)

*Pentru exemplificare*, vom prezenta programul de calcul pentru determinarea lui $\zeta_{i+f}$, a distanţei între drenurile absorbante clasice *L*, cu investiţia specifică *I* (reţinându-se doar soluţiile pozitive) şi apoi *L*, pentru $q$ = 7 mm/zi, $K$ = 1 m/zi, $H_1$ = 3 m, $Z$ = 0,8 m; $h$ = 0,6 m, pentru un tub de dren din PVC şi material filtrant, saci uzaţi din polipropilenă:

```
Ø 1 Ø   PRINT „PROGRAM PENTRU CALCULUL COEFICIENTULUI ZITA“
Ø 2 Ø   READ N, B Ø, L, K 1,K
Ø 3 Ø   DATA 6, · ØØ 5, · ØØ 1,45 · 626,1
Ø 4 Ø   READ D Ø , B, D 1
Ø 5 Ø   DATA · Ø 5, · Ø 11, · Ø 62
Ø 6 Ø   IF L > B THEN Ø 9 Ø
Ø 7 Ø   F1 = 2 / (N * PI)
Ø 8 Ø   T1 = 2 * B / (PI * N * B Ø)
Ø 9 Ø   F1 = 2 * B / (PI * N * L)
1 ØØ    T1 = 2 * B / (PI * PI * D Ø)
1 1 Ø   H = K1 / K
1 2 Ø   A3 = ((D1 / D Ø) ∧ /N) – 1
1 3 Ø   A4 = (2 * (D1 / D Ø) ∧ /(N / 2)) * SIN (N * B Ø / (2 * D Ø))
1 4 Ø   A1 = A3 /A4
1 5 Ø   A5 = (( D1 / D Ø) ∧ (2 * N)) – 1
1 6 Ø   A2 = (SQR(A5)) / A4
1 7 Ø   X1 = PI * (D1 – D) / (2 * B)
1 8 Ø   Y1 = E x P (X1)
1 9 Ø   Y2 = E x P (– X1)
2 ØØ    B3 = (Y1 – Y2) / 2
2 1 Ø   B4 = SIN (PI * L / (2 * B))
2 2 Ø   B1 = B3/B4
2 3 Ø   B5 = (Y1 + Y2) / 2
2 4 Ø   B6 = B5 / B4
2 5 Ø   U = 2 * B1 * B6
2 6 Ø   U1 = 1 + U–SQR (2 * U)
2 7 Ø   U2 = 1 + U + SQR (2 * U)
2 8 Ø   B7 = (SQR (U1)) * (SQR (U2))
2 9 Ø   B2 = SQR ((B7 – 1) / 2)
3 ØØ    A6 = SIN (N * B / (2 * D Ø))
3 1 Ø   A7 = (1 – H) / (2 * H)
```

```
3 2 Ø   A8 = A1 + SQR ((A1 * A1) + 1)
3 3 Ø   A9 = A2 + SQR ((A2 *  A2) + 1)
3 4 Ø   B8 = B1 + SQR ((B1 * B1) + 1)
3 5 Ø   B9 = B2 + SQR ((B2 * B2) + 1)
3 6 Ø   Z1 = F1 * (LOG (1 / A6) + A7 * LOG (A8 * A9)) + T1 * (LOG (1 / B4) + A7 * LOG (B8 * B9))
3 7 Ø   PRINT „Z1 =“; Z1
3 8 Ø   END
        Z1 = – · 5 Ø 4
```

```
Ø 1 Ø   PRINT „CALCULUL DISTANŢEI DINTRE DRENURI ŞI A INVESTIŢIEI SPECIFICE“
Ø 2 Ø   PRINT „PENTRU UN SOL OMOGEN“
Ø 3 Ø   READ Q, K, H1, Z, H, A3
Ø 4 Ø   DATA · Ø Ø 7, 1,3, · 8, · 6,1
Ø 5 Ø   READ R, Z1, P
Ø 6 Ø   DATA · Ø 31, 0, 168 Ø Ø Ø
Ø 7 Ø   A1 = Q / (8 * K)
Ø 8 Ø   A2 = H1 – Z – H/2
Ø 9 Ø   A = A1/A2
1 ØØ    D = H1 – Z – H
1 1 Ø   F1 = 1 + (.5 * H) / D
1 2 Ø   F2 = P / (1 + (.5 * H) / D
1 3 Ø   F = F1/(2 * SIN (F2))
1 4 Ø   B1 = Q / (PI * K)
1 5 Ø   B2 = (F * A3 * D) / (PI * R)
1 6 Ø   B3 = Q * Z1 / K
1 7 Ø   B = B1 * LOG (B2) + B3
1 8 Ø   C = (Q / K – 1) * H
1 9 Ø   M = B * B – 4 * A * C
1 9 1   PRINT „M =  “; M
2 ØØ    IF M < Ø THEN 25 Ø
2 1 Ø   L1 = (–B + SQR (M)) / (2 * A)
2 2 Ø   L2 = (–B – SQR (M)) / (2 * A)
2 2 1   PRINT „L1 = “; L1
2 2 2   PRINT „L2 = “; L2
2 3 Ø   I1 = 1 Ø  * P/L1
2 4 Ø   I2 = 1 Ø  * P/L2
2 4 1   PRINT „ I1 = “; I1
2 4 2   PRINT „ I2 = “; I2
2 5 Ø   PRINT „SOLUŢII IMAGINARE“
2 6 Ø   STØP
2 7 Ø   END
        L1 = 29 · 4
        I1 = 5715
```

## 6.4. MATERIALE FOLOSITE ÎN DRENAJ. ELEMENTE CONSTRUCTIV-FUNCŢIONALE

Pentru îmbunătăţirea condiţiilor hidraulice de pătrundere a apei în dren prin mărirea perimetrului $U = \pi \cdot r$ (unde $r$ este raza complexului dren + filtru) cât şi ca rol protector pentru a nu se colmata tubul de dren, în amenajările de drenaje se utilizează materiale filtrante.

Funcţie de textură solului, ne putem aştepta ca în unele cazuri de drenuri tubulare de PVC fără material filtrant să se realizeze un filtru invers în jurul tubului prin antrenarea particulelor fine de sol din imediata apropiere a tubului în interiorul acestuia fiind transportat în aval, într-o asemenea situaţie debitul captat de dren poate creşte în timp şi nu se recomandă geotextilul pentru filtru.

Un tub de dren trebuie să aibă suprafaţa orificiilor de intrare a apei în tub de 1,5% din suprafaţa laterală a tubului şi orificiile să fie realizate perfect perforate, fig. 6.13 (la tuburile de PVC). La tuburile de drenaj din ceramică această suprafaţă de intrare a apei se realizează prin distanţa de circa 1 mm care rămâne când tuburile se pozează cap la cap, lungimea unui tub fiind de 33 cm pentru a încape 3 buc/ml.

Dacă dorim să avem tuburi de ceramică mai lungi de 33 cm, atunci trebuie executate orificii în suprafaţa laterală a tubului.

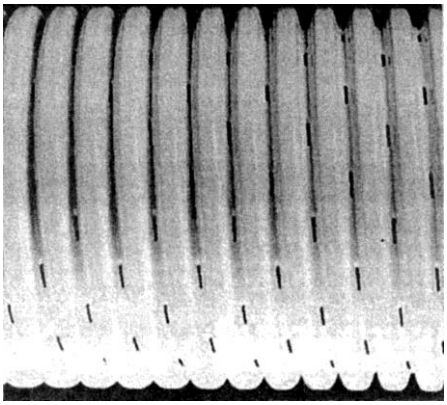


**Fig. 6.13.** Tub de drenaj din plastic riflat.

Pe lângă particulele de sol care pot pătrunde în tubul de drenaj, pot apărea şi depuneri gelatinoase de fier şi mangan astfel: în solurile cu exces de umiditate şi care au lipsă oxigen, fierul şi manganul din sol se transformă destul de rapid din starea solidă în componentă solubilă în apă, fiind accentuată de substanţele organice din sol şi temperaturi ridicate ale solului.

Fierul şi manganul solubil poate fi transportat de mişcarea de filtraţie prin sol în tubul de dren. Când fierul şi manganul vine prima dată în contact cu oxigenul din tub, trece înapoi în forma insolubilă, formând cu solul şi microorganismele un material gelatinos care se depune în jurul orificiilor în partea interioară a tubului, mergând până la obturarea completă a secţiunii de curgere a tubului.

Gelatina este de culoare roşietică-maro care indică fierul, iar când devine mai neagră indică că are mai mult mangan.

Procesul de depunere a gelatinei este mai accentuat la scurgeri mici prin dren. În asemenea zone se recomandă subirigarea, creând un sens invers apei prin tub şi sol.

Pentru realizarea reţelelor de drenaje, colectate cu drenuri subterane prevăzute cu cămine se utilizează diverse piese de îmbinare fig. 6.14 ca: teuri, coturi, reducţii, ramificaţii etc.

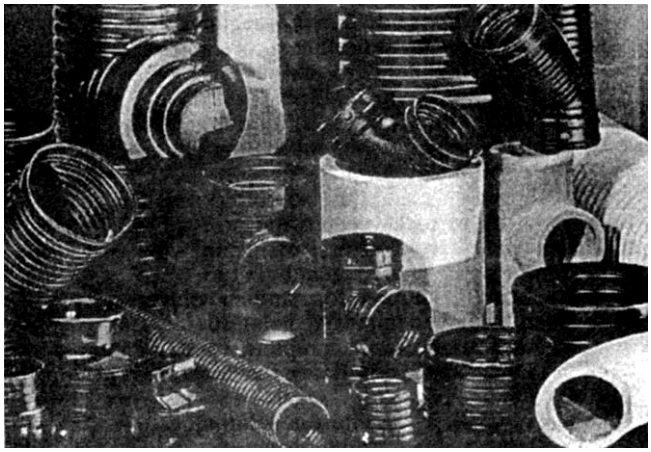


**Fig. 6.14.a.** Piese de îmbinare folosite în drenaj fabricate la Buzău

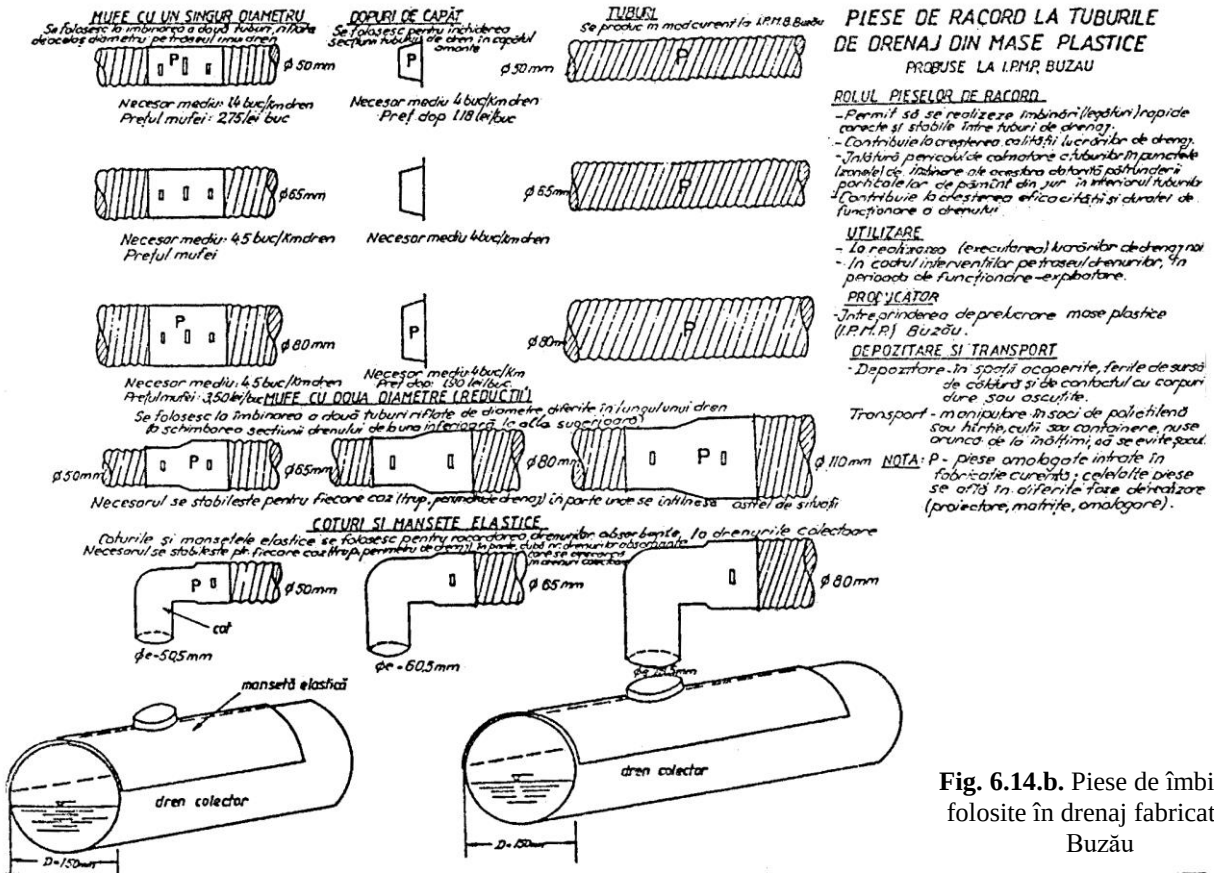



**Fig. 6.14.b.** Piese de îmbinare folosite în drenaj fabricate la Buzău

În fig. 6.15 este prezentată o maşină de drenaj pentru drenuri din PVC. Colacul de dren montat pe maşină are preînfăşurat pe tub filtrul din geotextil prevăzut în proiect.

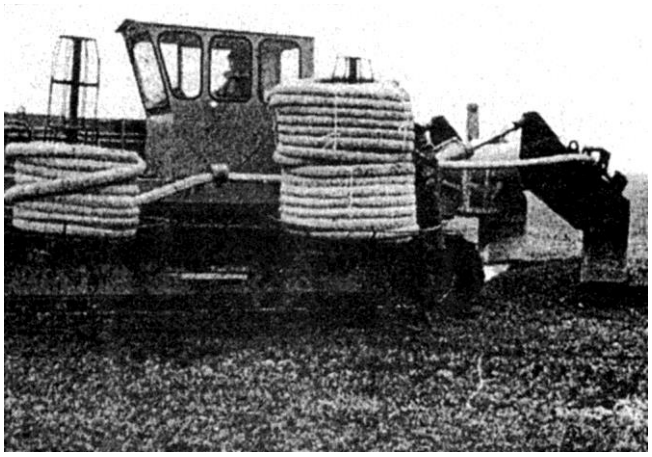


**Fig. 6.15.** Tub de plastic riflat cu filtru de geotextil pregătit pe maşina de drenaj.

Variante de reţele de drenaje sunt prezentate în fig. 6.16, reţea în formă de spic, reţele transversale longitudinale, reţea sistematică, evitarea unor zone de teren slab mişcător, intersecţia cu drumuri, zone drenate prin influenţa la capătul amonte al drenului, piese de îmbinare.

Pe terenurile agricole, îndeosebi pentru păşuni, se pot realiza guri de captare pentru drenajul de suprafaţă ca în fig. 6.17, conducând apa într-o reţea subterană de canalizare prevăzută cu cămine pentru depuneri.

La gurile de vărsare ale drenurilor în canale se vor prevedea consolidări din beton, ca în fig. 4.2, care să asigure stabilitatea drenului şi canalului, fără a influenţa secţiunea de curgere a canalului şi fără a împiedica lucrările de cosire a taluzului canalului de desecare.

*Tipuri de materiale filtrante:*

– *granulare:* pietriş sortat 2-4 mm, balast, zgură granulată de furnal, nisip grosier, scoici;

– *organice:* paie (ovăz, orz, grâu, secară), turbă, fibre de cocos, tulpini de in, pleavă de orez, puzderie de cânepă, talaş de lemn. crengi tocate, rumeguş, coceni de porumb, stuf, iarbă uscată:

– *sintetice* (sau geotextile): sunt materiale produse ţesute sau neţesute sau deşeuri textile.

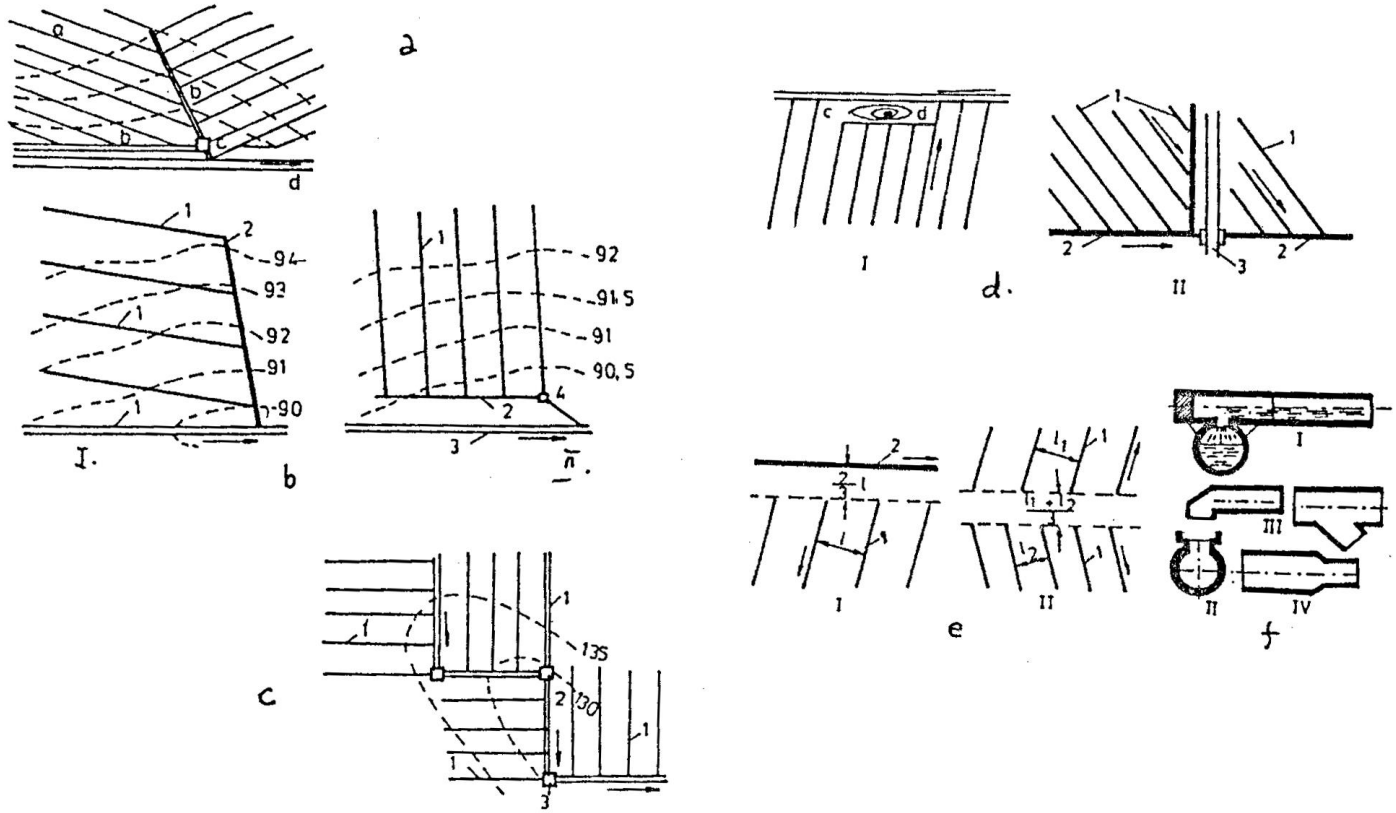



**Fig. 6.16.** Reţele de drenaje tubulare: a – în formă de spic (a – dren absorbant, b – dren colector, c – cămin, d – canal de desecare); b – în formă sistematică (I – drenaj transversal; II – drenaj longitudinal) (1 – dren absorbant; 2 – dren colector; 3 – canal; 4 – cămin), c – pentru văi (1 – dren absorbant; 2 – dren colector; 3 – cămine de racordare), d – detalii drenuri absorbante (I – pentru zona c-d cu nisip mişcător; II – pentru traversarea unui drum; 1 – dren absorbant; 2 – dren colector; 3 – drum cu subtraversarea colectorului de drenaj); c – zone drenate prin influenţă (I – partea amonte la drenuri absorbante în vecinătatea unui dren colector; II – partea amonte a două zone de drenuri absorbante).

La noi în ţară se produc următoarele geotextile: terasin 200 şi 400, netesin, drenatex, filtex, madril, împâslitură din fibre de sticlă (IFS).

În alte ţări există: mirafi, remay, bidim, terrafix, terram etc.

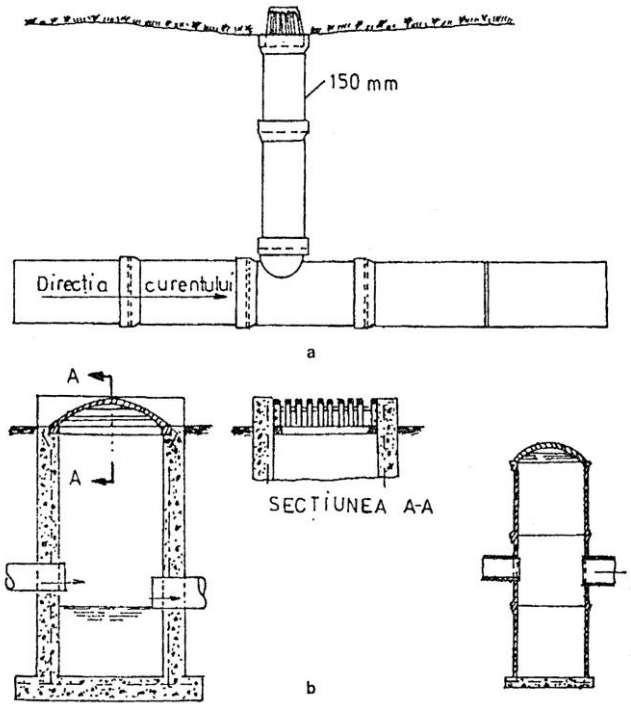



**Fig. 6.17.** Tipuri de guri de captare pentru apa de suprafaţă a – scurgere de suprafaţă; b – cămin pentru depuneri, monolit; c – cămin pentru depuneri, prefabricat.

*Materiale filtrante granulare* sunt cele mai răspândite, corespund la drenajul solurilor cu structură instabilă şi nivel freatic ridicat, sunt voluminoase şi cu greutate volumetrică mare.

Dezavantajul materialelor granulare este costul ridicat al transportului şi al manipulării lor comparativ cu cele sintetice.

*Avantajele* materialelor granulare constau din:

– pot fi realizate în sorturi diferite, funcţie de textura solului ce urmează a fi drenat;

– au o bună stabilitate, cu durată de serviciu îndelungată, cu o colmatare a filtrului redusă comparativ cu geotextilele;

– condiţii hidraulice dintre cele mai bune;

– pot fi utilizate în toate tipurile de soluri, indiferent de conţinutul în fier, mangan etc.:

– permit o bună mecanizare pentru pozarea filtrului.

*Materialele filtrante organice* au fost folosite cu rezultate satisfăcătoare în zonele de deltă din nord- vestul Europei, evidenţiindu-se următoarele aspecte:

– în stare afânată sunt voluminoase, cu permeabilitate mare şi greutate volumetrică redusă;

– după pozarea drenului şi acoperirea cu pământ, materialul filtrant organic se tasează şi îşi reduce permeabilitatea şi porozitatea;

– datorită tasării în timp şi a putrezirii, deasupra tubului de dren se formează goluri (caverne), care permit un aflux bun al apei către dren, dar sporeşte pericolul colmatării tubului, al prăbuşirii golurilor, de aceea se recomandă în zonele cu nivel freatic permanent ridicat;

– în solurile cu apă freatică bogată în fier şi mangan eficacitatea filtrului organic scade;

– operaţiile de mecanizare a realizării filtrului sunt dezavantajate de cunoaşterea incompletă a comportării în timp.

*Materialele filtrante sintetice* sunt produse noi (geotextile), confecţionate din fibre, filamente sau fire din polimeri sintetici fiabili, cu proprietăţi filtrante, filtrant-drenate sau de armare-consolidare.

*Avantajele* folosirii geotextilelor la drenaje sunt:

– creşterea productivităţii muncii la execuţia reţelei de drenaj;

– posibilitatea mecanizării complete a execuţiei.

*Dezavantajele* sunt: colmatarea filtrului cu particule fine de sol care sunt antrenate de mişcarea apei spre tubul de dren, colmatarea poate fi aşa de puternică încât dacă nu a fost studiată anterior într-un laborator, drenul poate deveni un rebut în privinţa capacităţii lui de captare a apei în exces din sol.

*Domeniul de utilizare* se referă în primul rând la tuburile de drenaj, cu perforaţii perfecte şi suficiente la tuburile din PVC, respectiv la realizarea unei feţe plane verticale la tuburile de ceramică. Nu se acceptă execuţia amenajării de drenaj pe timp de ploaie sau cu nivel freatic ridicat peste axa tubului de dren deoarece orificiile de intrare se blochează cu particule de sol, mărind rezistenţa hidraulică la intrarea apei în dren.

Situaţiile în care nu este necesar a se folosi materiale filtrante de drenaj, sunt greu de precizat fără un studiu de drenaj realizat în laboratoare de specialitate, de aceea în literatură nu se fac precizări ferme general valabile.

Se reţin următoarele situaţii în care nu avem nevoie de materiale filtrante:

– soluri cu o structură stabilă, cu o bună capacitate de filtrare şi execuţie pe timp uscat;

– în soluri argiloase influenţa tipului de material filtrant este neglijabilă, iar drenul dacă este fără material filtrant poate da rezistenţe hidraulice foarte mari numai în cazul în care, după tulburarea solului, acesta are tendinţa de a forma structuri rău permeabile:

– stratul de sol vegetal separat la execuţie prin depozitarea pe un mal, iar pe celălalt mal pământul din adâncime poate fi folosit ca material filtrant dacă are o structură şi permeabilitate bună;

– soluri cu structură şi permeabilitate bună care

prin drenare realizează un filtru invers spre dren, particulele fine fiind antrenate de apa din tub, necesită un studiu de drenaj în acest sens care să confirme această ipoteză cât şi asigurarea unei execuţii ireproşabile.

*Dimensionarea filtrului:* se înţelege alegerea unui material filtrant optim din punct de vedere tehnico-economic, printr-un *studiu de drenaj* realizat în laboratoare de specialitate, funcţie de pământul din zona care urmează a fi amenajată pentru drenaje.

Pentru materialele filtrante granulare, între granulometria stratului de sol de la adâncimea drenului şi granulometria filtrului trebuie să existe următoarele limite:

$$12 \le \frac{D_{50}F}{D_{50}S} \le 58$$

$$12 \le \frac{D_{15}F}{D_{15}S} \le 40$$

$$\frac{D_{15}F}{D_{85}S} \le 5$$

în care:

$D_{50}$, $D_{15}$, $D_{85}$ sunt diametrele particulelor la 50, 15 şi 85% de pe curba granulometrică a filtrului *(F)*, respectiv a solului *(S)*.

Capitolul 7

# DRENAJUL VERTICAL

## 7.1. TEHNICA ŞI HIDRAULICA DRENAJULUI VERTICAL, ÎN SCOP DE DESECARE, DESALINIZARE ŞI CA SURSĂ DE APĂ PENTRU IRIGAŢII

Fântânile forate sau săpate pentru captarea apei potabile, industriale sau pentru irigaţii, realizează o coborâre a nivelului freatic în jurul lor, ca un con de depresiune, realizând astfel drenajul vertical. Fântânile forate sunt utilizate de asemenea pentru studii hidrogeologice necesare determinării conductivităţii hidraulice a straterlor de sol, a transmisivităţii hidraulice a solului, porozitatea drenabilă, necesare întocmirii proiectelor legate de captări de ape subterane.

Pentru drenaje verticale se utilizează îndeosebi fântânile forate (cu diametru mic şi adâncime mare), din care apa este colectată prin sifonare cu conducte metalice spre bazin central etanş realizat în cheson deschis, din care se pompează centralizat apa într-un emisar, în cazul amenajărilor de drenaj, sau spre centrul necesar de deservit cu apă subterană.

Fântânile forate, consolidate cu o conductă de oţel în timpul execuţiei, se realizează prin: se scoate pământul, se introduce coloana propriu-zisă cu orificii şi apoi între aceasta şi coloana de protecţie se introduce un filtru granular din pietriş, cu diametrul mai mare decât orificiile din coloană.

Acest strat filtrant se poate dispune ca un filtru invers la lansare, asigurând captarea unei ape fără antrenări de particule fine, dacă nu se depăşeşte capacitatea de captare a stratului acvifer.

Pentru determinarea unor relaţii de calcul se vor considera următoarele patru cazuri de stratificaţii acvifere tipice, fig. 7.1.

1. Strat acvifer sub presiune, limitat, când la suprafaţa terenului avem strat impermeabil.

2. Strat acvifer sub presiune, semilimitat, când în stratul semipermeabil de suprafaţă se poate neglija curentul de apă orizontal. De asemenea, în acest caz se evidenţiază un nivel piezometric al stratului acvifer, şi un nivel freatic interesat în lucrările agricole.

3. Strat acvifer liber semilimitat, când stratul de la suprafaţa solului are o permeabilitate mică, dar curentul orizontal de apă nu se poate neglija.

4. Strat acvifer liber nelimitat.

### 7.1.1. FÂNTÂNI ÎN STRAT ACVIFER LIBER NELIMITAT ŞI REGIM PERMANENT

Pentru fântâna perfectă cu notaţiile din fig. 7.2, putem scrie debitul pompat într-o secţiune curentă *r*:

$$Q = 2\pi r K h \frac{dh}{dr} \qquad (7.1)$$

unde:

*Q* este debitul pompat (în $m^3$/zi);

*r* – distanţa de la fântână la secţiunea considerată (în m);

*K* – conductivitatea hidraulică a stratului acvifer (în m/zi);

*h* – înălţimea curbei de depresiune în secţiunea cilindrică considerată (în m).

Integrând între limitele:

$r = r_1;\ \ h = h_1;$

$r = r_2;\ \ h = h_2$

obţinem:

$$\frac{2\pi K}{Q}\int_{h_1}^{h_2} h \cdot dh = \int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r}$$

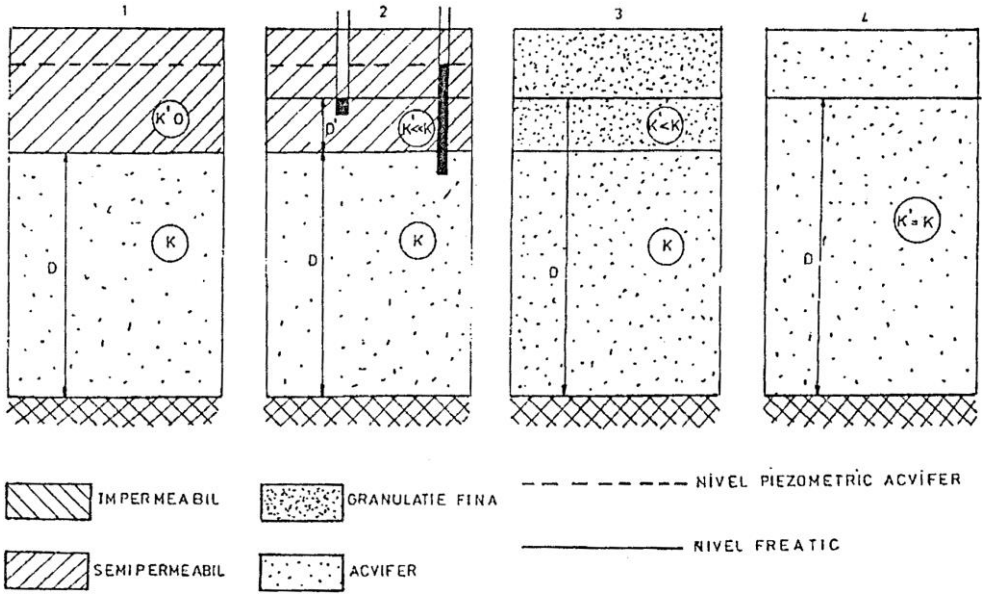



**Fig. 7.1.** Stratificaţii acvifere tipice

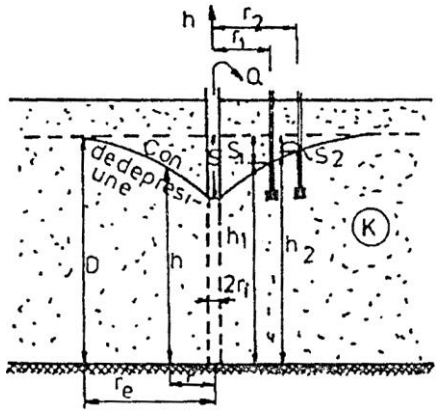



**Fig. 7.2.** Schema de calcul la pomparea din stratul acvifer liber nelimitat, fântână perfectă.

$$\frac{\pi K}{Q}\left(h_2^2 - h_1^2\right) = \ln\frac{r_2}{r_1} \tag{7.2}$$

Notând cu *S* denivelările avem:

$h_1 + h_2 \simeq 2D$

$h_2 - h_1 = S_1 - S_2$

şi relaţia 7.2 devine:

$$S_1 - S_2 = \frac{Q}{2\pi KD}\ln\frac{r_2}{r_1} \tag{7.3}$$

Pentru condiţiile de margine

$r_1 = r_i;\ \ S_1 = S$

$r_2 = r_e;\ \ S_2 = 0$

obţinem:

$$S = \frac{Q}{2\pi KD}\ln\frac{r_e}{r_i} \tag{7.4}$$

*Exemple:*

1. Într-un strat acvifer liber nelimitat avem o transmisivitate hidraulică *KD* = 1200 m$^2$/zi. Se pompează în regim permanent cu o fântână perfectă, un debit *Q* = 1500 m$^3$/zi. Presupunând că raza de influenţă este $r_e$ = 500 m şi raza fântânii $r_i$ = 0,30 m, se cere denivelarea în fântână şi la o distanţă *r* = 30 m.

Utilizând relaţiile 7.4 şi 7.3 obţinem:

$$S = \frac{Q}{2\pi KD}\ln\frac{r_e}{r_i} = \frac{1500}{2\cdot 3{,}14\cdot 1200}2{,}3\log\frac{500}{0{,}3} =$$

$$= 1{,}48\ \text{m}$$

$$S_{30} = \frac{1500}{2\cdot 3{,}14\cdot 1200}2{,}3\log\frac{500}{30} = 0{,}56\ \text{m}$$

2. La o pompare experimentală dintr-un foraj se extrage în regim permanent debitul *Q* = 788 m$^3$/zi. Se plasează două piezometre la distanţele $r_1$ = 30 m şi $r_2$ = 90 m, unde se măsoară denivelările $S_1$ = 1,088 m şi $S_2$ = 0,716 m.

Se cere transmisivitatea hidraulică a stratului acvifer liber nelimitat.

Utilizând relaţia 7.3 obţinem:

$$KD = \frac{Q}{2\pi\left(S_1 - S_2\right)}2{,}3\log\frac{r_2}{r_1} =$$

$$= \frac{788}{2\cdot 3{,}14(1{,}088 - 0{,}716)}2{,}3\log\frac{90}{30} = 370\ \text{m}^2/\text{zi}$$

## 7.1.2. FÂNTÂNI ÎN STRAT ACVIFER LIBER NELIMITAT ŞI REGIM NEPERMANENT

Variaţia debitului în timpul *dt* se manifestă prin variaţia gradientului hidraulic pe lungimea *dr*. Astfel, dacă la distanţa *r* de foraj avem $i_1 = \frac{dh}{dr}$, atunci pe lungimea *dr* vom avea:

$$i_2 = \frac{dh}{dr} + \frac{d^2h}{dr^2}dr \tag{7.5}$$

Scriind variaţia de debit sub forma variaţiei volumului elementar $dv = 2\pi rp\cdot dr\cdot dh$ , în timpul *dt* avem:

$$dQ = \frac{dv}{dt}2\pi rp\cdot dr\cdot\frac{dh}{dt} \tag{7.6}$$

unde:

*p* este porozitatea drenabilă a stratului acvifer.

A doua formă a variaţiei debitului se poate scrie din diferenţa de debit la distanţele *r* şi *r* + *dr*, adică:

$$Q_1 = -2\pi rDK\frac{dh}{dr} \tag{7.7}$$

$$Q_2 = -2\pi(r+dr)DK\left(\frac{dh}{dr} + \frac{d^2h}{dr^2}dh\right) \tag{7.8}$$

Egalând cele două forme de scriere a variaţiei de debit:

$$Q_1 - Q_2 = \frac{dv}{dt} \tag{7.9}$$

obţinem:

$$\frac{\delta^2h}{\delta r^2} + \frac{1}{r}\frac{\delta h}{\delta r} = \frac{p}{KD}\cdot\frac{\delta h}{\delta t} \tag{7.10}$$

Cu condiţiile de margine:

$h = h_0$ pentru $t = 0$ şi $0 < r < \infty$

$h = h_0$ pentru $r = \infty$ şi $t \geq 0$

Soluţia ecuaţiei diferenţiate (7.10) a fost dală de Theiss:

$$S = h_0 - h = \frac{Q}{4\pi KD}\cdot W_{(u)} \tag{7.11}$$

unde:

$$U = \frac{r^2p}{4KDt} \tag{7.12}$$

$h_0 = D$, adâncimea apei înainte de pompare;

*h* – adâncimea apei la distanţa *r* de fântână, după

timpul *t* de la începutul pompării.

$$W_{(u)} = \int_u^{\infty} \frac{e^{-y}}{y} dy \qquad (7.13)$$

Notaţia 7.13 este cunoscută sub denumirea de funcţia lui Theiss, unde *y* este noua variabilă. Notaţia 7.13 este o integrală exponenţială şi a fost calculată în tabelul 7.1 de Jahnke şi Embde.

**Tabelul 7.1.** Valorile funcţiei $W_{(u)}$ şi $K_{0(x)}$

| *U* | *W(u)* | *X* | $K_{0(x)}$ |
|---|---|---|---|
| 0,0001 | 8,63 | 0,01 | 4,72 |
| 0,0002 | 7,94 | 0,02 | 4,03 |
| 0,0004 | 7,25 | 0,04 | 3,34 |
| 0,0006 | 6,84 | 0,06 | 2,93 |
| 0,0008 | 6,55 | 0,08 | 2,65 |
| 0,001 | 6,33 | 0,10 | 2,43- |
| 0,002 | 5,64 | 0,20 | 1,75 |
| 0,004 | 4,95 | 0,40 | 1,11 |
| 0,006 | 4,54 | 0,60 | 0,777 |
| 0,008 | 4,26 | 0,80 | 0,565 |
| 0,01 | 4,04 | 1,0 | 0,421 |
| 0,02 | 3,35 | 1,2 | 0,318 |
| 0,04 | 2,68 | 1,4 | 0,244 |
| 0,06 | 2,30 | 1,6 | 0,188 |
| 0,08 | 2,03 | 1,8 | 0,146 |
| 0,10 | 1,82 | 2,0 | 0,114 |
| 0,20 | 1,22 | 2,2 | 0,0893 |
| 0,40 | 0,702 | 2,4 | 0,0702 |
| 0,60 | 0,454 | 2,6 | 0,0554 |
| 0,80 | 0,311 | 2,8 | 0,0438 |
| 1,00 | 0,219 | 3,0 | 0,0347 |
| 1,2 | 0,158 | 3,2 | 0,0276 |
| 1,4 | 0,116 | 3,4 | 0,0220 |
| 1,6 | 0,0863 | 3,6 | 0,0175 |
| 1,8 | 0,0647 | 3,8 | 0,0140 |
| 2,0 | 0,0489 | 4,0 | 0,0112 |
| 2,5 | 0,0249 | 4,2 | 0,0089 |
| 3,0 | 0,0131 | 4,4 | 0,0071 |
| 3,5 | 0,00697 | 4,6 | 0,0057 |
| 4,0 | 0,00378 | 4,8 | 0,0046 |

Integrala (7.13) se poate dezvolta în serie:

$$W_{(u)} = \left( -0,5772 - \ln U + U - \frac{U^2}{2 \cdot 2!} + \frac{U^3}{3 \cdot 3!} - ... \right) \qquad (7.14)$$

Dacă U < 0,01, termenul al treilea şi următorii se pot neglija (Cooper şi Jacob) şi ecuaţia 7.11 devine:

$$S = \frac{Q}{4\pi KD}(-0,5772 - \ln U) \qquad (7.15)$$

şi înlocuind valoarea lui *U* din (7.12) avem:

$$S = \frac{Q}{4\pi KD}\left( \ln \frac{4KDt}{r^2 p} - 0,5772 \right) \qquad (7.16)$$

Aproximând 0,5772 = 2,3 · 0,25 = 2,3 log 1,75, avem:

$$S = \frac{Q}{4\pi KD} 2,3 \log \frac{2,25KDt}{r^2 p} \qquad (7.17)$$

Reprezentând în fig. 7.3, cu care se exemplifică calculul, valorile 5 în ordonată şi log f în abscisă avem la $t = t_0$; $S = 0$; şi relaţia 7.17 devine:

$$0 = \frac{Q}{4\pi KD} 2,3 \log \frac{2,25KDt_0}{r^2 p} \qquad (7.18)$$

Rezolvând ecuaţia logaritmică avem:

$$2,25KDt_0 = r^2 p \qquad (7.19)$$

Dacă luăm în abscisă o unitatea logaritmică înseamnă că $\frac{t}{t_0} = 10$ şi $\log \frac{t}{t_0} = 1$ şi scăzând relaţiile 7.17 şi 7.18 avem:

$$\Delta S = S - 0 = \frac{2,3 \cdot Q}{4\pi KD} \cdot \cdot \left( \log \frac{2,25KDt}{r^2 p} - \log \frac{2,25KDt_0}{r^2 p} \right)$$

sau:

$$\Delta S = \frac{2,3 \cdot Q}{4\pi KD} \qquad (7.20)$$

*Exemple:*

1. Într-un strat acvifer cu transmisivitatea *KD* = 1200 $m^2$/zi, se pompează constant debitul *Q* = 1500 $m^3$/zi.

Porozitatea drenabilă a stratului acvifer liber nelimitat este *p* = 0,1.

Se cere:

a) Care este denivelarea *S* într-un piezometru la 30 m de fântână după două zile de pompare;

b) Care este durata necesară obţinerii regimului permanent din problema precedentă, $S_{30}$= 0,56 m la distanţa *r* = 30 m.

c) Care este distanţa de la fântână unde *S* = 0, adică raza de influenţă $r_e$.

La toate întrebările se va utiliza relaţia 7.17

$$S = \frac{Q}{4\pi KD} 2,3 \log \frac{2,25KDt}{r^2 p}$$

a)

$$S_{30} = \frac{1500}{4 \cdot 3,14 \cdot 1200} 2,3 \log \frac{2,25 \cdot 1200 \cdot 2}{30^2 \cdot 0,1} = 0,41 \text{m}$$

b) $$0,56 = \frac{1500}{4 \cdot 3,14 \cdot 1200} 2,3 \log \frac{2,25 \cdot 1200 \cdot t}{900 \cdot 0,1}$$

Rezultă *t* = 9,3 zile

c) $$0 = \frac{1500}{4 \cdot 3,14 \cdot 1200} 2,3 \log \frac{2,25 \cdot 1200 \cdot 9,3}{r_e^2 \cdot 0,1}$$

Rezultă $r_e$ = 500 m

2. La o pompare experimentală pentru studii hidrogeologice într-un strat acvifer liber nelimitat, un piezometru plasat la 25 m a înregistrat, la un debit constant $Q = 150\ m^3$/oră, următoarele denivelări în timp:

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $t$ | min. | 2 | 4 | 8 | 18 | 30 | 60 |
| | zile | $1{,}39\cdot10^{-3}$ | $2{,}78\cdot10^{-3}$ | $5{,}57\cdot10^{-3}$ | $1{,}25\cdot10^{-3}$ | $2{,}09\cdot10^{-3}$ | $2{,}17\cdot10^{-3}$ |
| $S$ | m | 0,23 | 0,36 | 0,49 | 0,64 | 0,73 | 0,88 |

Reprezentând aceste valori în fig. 7.3, unim punctele experimentale cu o dreaptă şi care prelungită până la $S = 0$, se obţine $t_0 = 4{,}2\cdot10^{-4}$ zile.

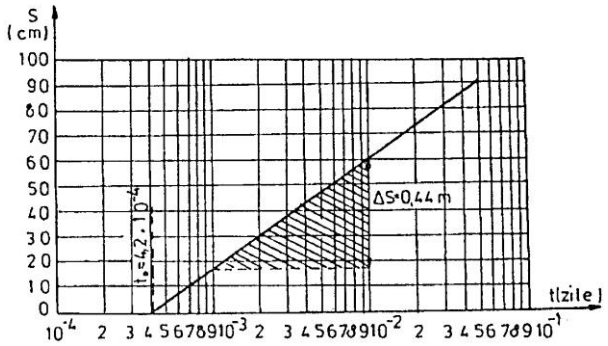



**Fig. 7.3.** Reprezentarea semilogaritmică a datelor măsurate la un piezometru $S = S(t)$

Pentru o unitatea logaritmică (de la $10^{-3}$ la $10^{-2}$) se măsoară:

$$\Delta S = 0,44 \text{ m}$$

şi utilizând formula 7.20 obţinem transmisivitatea hidraulică a stratului acvifer:

$$KD = \frac{2,3\cdot Q}{4\pi\Delta S} = \frac{2,3\cdot150\cdot24}{4\cdot3,14\cdot0,44} = 1500 \text{ m}^2/\text{zi}$$

şi din formula 7.19 obţinem porozitatea drenabilă a stratului acvifer:

$$p = \frac{2,25KDt_0}{r^2} = \frac{2,25\cdot1500\cdot4,2\cdot10^{-2}}{625} = 2,26\cdot10^{-3}$$

## 7.1.3. FÂNTÂNI ÎN STRAT ACVIFER SUB PRESIUNE, SEMILIMITAT ŞI REGIM PERMANENT

În acest caz se va drena pe verticală apa freatică din stratul superior semipermeabil cu $K' \ll K$, în care se neglijează curenţii de apă orizontali.

Viteza de drenare pe verticală va fi:

$$V_z = K'\frac{h'-h}{D'} = \frac{S}{C} \qquad (7.21)$$

unde:

$C = \frac{D'}{K'}$ (în zile), numită rezistenţa hidraulică;

$D'$ – grosimea stratului de apă freatică;

$K'$ – conductivitatea hidraulică.

Pentru a stabili ecuaţia diferenţială a fenomenului vom considera pe verticală în stratul semipermeabil, exprimând debitul elementar ce se va infiltra în stratul acvifer de pe o suprafaţă de coroană circulară cu raza $r$ şi $r + dr$:

$$dQ = -2\pi r\cdot dr\cdot V_z = -2\pi r\frac{S}{C}dr \qquad (7.22)$$

Pe de altă parte, debitul pompat $Q$ poate fi scris din ecuaţia de continuitate, într-o secţiune $r$ din stratul acvifer, în mişcarea radială:

$$Q = -2\pi rDK\frac{dh}{dr} \qquad (7.23)$$

care derivată devine:

$$\frac{dQ}{dr} = -2\pi DK\frac{dh}{dr} - 2\pi rDK\frac{d^2h}{dr^2} \qquad (7.24)$$

Din relaţiile 7.22 şi 7.24 obţinem ecuaţia diferenţială a fenomenului:

$$\frac{d^2h}{dr^2} + \frac{dh}{r\cdot dr} - \frac{S}{KDC} = 0 \qquad (7.25)$$

Cu următoarele condiţii de margine:

$h = h'$ la $r = \infty$

$h' =$ const. pentru $0 < r < \infty'$

Soluţia ecuaţiei diferenţiale 7.25 a fost dată de De Glee:

$$S = \frac{Q}{2\pi KD}K_{0(r/\lambda)} \qquad (7.26)$$

unde:

$$\lambda = \sqrt{KDC}$$

şi notăm cu $X = \frac{r}{\lambda}$.

Funcţia $K_{0(r/\lambda)}$ este dată în tabelul 7.1, fiind o funcţie Bessel modificată de Hankel.

Pentru cazurile când $\frac{r}{\sqrt{KDC}} < 0,05$, Hantush aproximează ecuaţia 7.26 la:

$$S = \frac{Q}{2\pi KD}\ln1,123\frac{\sqrt{KDC}}{r} \qquad (7.27)$$

Deoarece

$$K_{0(x)} = I_{0(x)}\left[\ln\frac{1,12}{x} + \left(\frac{x}{2}\right)^2 + \frac{1+\frac{1}{2}}{2!2!}\left(\frac{x}{2}\right)^4 + \ldots\right]$$

unde

$$I_{0(x)} = 1 + \left(\frac{x}{2}\right)^2 + \frac{1}{2!2!}\left(\frac{x}{2}\right)^4 + \ldots$$

şi reţinem doar primul termen

*Exemplu:*

Un strat acvifer sub presiune semilimitat are o transmisivitate $KD$ = 2.500 m$^2$/zi. Stratul semipermeabil de la suprafaţă este saturat cu apă pe o grosime $D'$ = 11 m şi are o conductivitate hidraulică $K'$ = 0,02 m/zi. Debitul pompat constant dintr-un foraj experimental este $Q$ = 1800 m$^3$/zi. Se cere:

a. Coborârea de nivel $S$, la distanţa de 50 m de fântâna de foraj experimentală;

b. La această distanţă de 50 m, care este viteza de infiltraţie pe verticală a apei din stratul superior semipermeabil în stratul acvifer inferior.

c. Raza de influenţă a fântânii.

Pentru rezolvare procedăm astfel:

Calculăm rezistenţa verticală a stratului superior:

$$C = \frac{D'}{K'} = \frac{11}{0,02} = 550 \text{ zile}$$

$$\lambda = \sqrt{KDC} = \sqrt{2500 \cdot 550} = 1170 \text{ m}$$

Pentru $r$ = 50 m, avem:

$$x = \frac{r}{\lambda} = \frac{50}{1170} = 0,043$$

şi din tabelul 7.1 avem:

$K_{0(0,043)}$ = 3,28

Utilizând relaţia 7.26 răspundem la:

$$\text{a. } S = \frac{Q}{2\pi KD} K_{0(x)} = \frac{1800}{2 \cdot 3,14 \cdot 2500} 3,28 = 0,37 \text{ m} \tag{7.27}$$

$$\text{b. } V_z = \frac{S}{C} = \frac{0,37}{550} = 0,67 \cdot 10^{-3} \text{ m/zi}$$

c. Utilizând relaţia 7.27 avem:

$$S = \frac{Q}{2\pi KD} \ln 1,123 \frac{\lambda}{r}$$

în care facem $S$ = 0

şi rezultă necesar ca:

$$1,123 \frac{1170}{r_e} = 1$$

şi $r_e$ = 1315 m

## 7.1.4. FÂNTÂNI ÎN STRAT ACVIFER SUB PRESIUNE, SEMILIMITAT ŞI REGIM NEPERMANENT

Ecuaţia diferenţială a fenomenului este:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial h}{\partial r} - \frac{S}{KDC} = \frac{p_*}{KD} \frac{\partial h}{\partial t} \tag{7.28}$$

unde:

$$p_* = \rho \cdot g \cdot D \left( \frac{p}{E_a} + \frac{1}{E_{med}} \right) \tag{7.29}$$

în care:

$E_a$ şi $E_{med}$ sunt modulele de elasticitate a apei şi a mediului;

ρ – densitatea apei.

În general, în asemenea stratificaţii rezultă:

$p_*$ = 10$^{-4}$ faţă de porozitatea drenabilă $p$ = 10$^{-2}$.

Condiţiile de margine sunt:

$h(r,t) = h'$ pentru $t$ = 0 şi $r$ > 0

$h(r,t) = h'$ pentru $r = \infty$ şi $t$ > 0

$h'$ = constant – fig. 7.4.

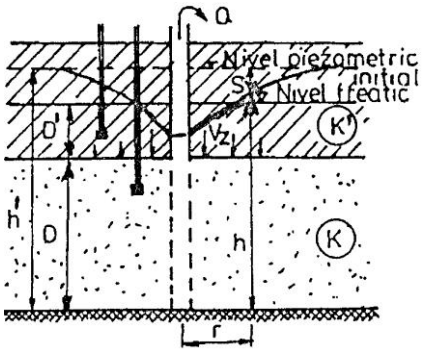



**Fig. 7.4.** Schema de calcul, strat acvifer sub presiune semilimitat.

Soluţia ecuaţiei diferenţiale (7.28) a fost dată de Hantush, Jacob şi Walton:

$$S = \frac{Q}{4\pi KD} \int_u^\infty \frac{1}{y} \cdot e^{-y - \frac{r^2}{4KDCy}} \cdot dy \tag{7.30}$$

unde:

$y$ este noua variabilă:

$$U = \frac{r^2 p_*}{4KDT} \tag{7.31}$$

$$\lambda = \sqrt{KDC}$$

şi obţinem:

$$S = \frac{Q}{4\pi KD} W_{(U, r/\lambda)}$$

Valorile funcţiei $W_{(U, r/\lambda)}$ sunt date în tabelul 7.2.

## 7.1.5. LIMITAREA ZONEI DE INFLUENŢĂ A UNEI FÂNTÂNI ÎN APROPIEREA UNUI CANAL DE DESECARE, AVÂND UN STRAT ACVIFER LIBER NELIMITAT ŞI ÎN REGIM PERMANENT

Până în prezent s-a studiat fântâna într-o suprafaţă orizontală nelimitată. Uneori, fântâna este amplasată în apropierea unui canal deschis sau a unui râu. Metoda de calcul în acest caz dată de Muskat este *metoda imaginilor sau a superpoziţiei.*

Pentru o fântână în apropierea unui canal, conul de depresiune se va racorda cu nivelul apei din canal, fig. 7.5, adică denivelarea pe această linie a oglinzii apei în canal este nulă.

**Tabelul 7.2.** Valorile funcţiei $W_{\left(U,\frac{r}{\lambda}\right)}$

| U | $\frac{1}{U}$ | $\frac{r}{\lambda}$ | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 0 | 0,005 | 0,01 | 0,02 | 0,03 | 0,04 | 0,05 | 0,06 | 0,07 | 0,08 | 0,09 |
| 0 | – | ∞ | 10,8 | 9,44 | 8,06 | 7,25 | 6,67 | 6,23 | 5,87 | 5,56 | 5,29 | 5,06 |
| $1\cdot10^{-6}$ | $1\cdot10^{6}$ | 13,2 | | | | | | | | | | |
| $2\cdot10^{-6}$ | $5\cdot10^{5}$ | 12,5 | | | | | | | | | | |
| $4\cdot10^{-6}$ | $2{,}5\cdot10^{5}$ | 11,8 | 10,7 | | | | | | $W_{\left(U,\frac{r}{\lambda}\right)} = W_{\left(0,\frac{r}{\lambda}\right)}$ | | | |
| $6\cdot10^{-6}$ | $1{,}66\cdot10^{5}$ | 11,4 | 10,6 | | | | | | | | | |
| $8\cdot10^{-6}$ | $1{,}25\cdot10^{5}$ | 11,2 | 10,5 | 9,43 | | | | | | | | |
| $1\cdot10^{-5}$ | $1\cdot10^{5}$ | 10,9 | 10,4 | 9,42 | | | | | | | | |
| $2\cdot10^{-5}$ | $5\cdot10^{4}$ | 10,2 | 9,95 | 9,30 | | | | | | | | |
| $4\cdot10^{-5}$ | $2{,}5\cdot10^{4}$ | 8,86 | 9,40 | 9,01 | 8,03 | | | | | | | |
| $6\cdot10^{-5}$ | $1{,}66\cdot10^{4}$ | 9,55 | 9,04 | 8,77 | 7,98 | 7,24 | | | | | | |
| $8\cdot10^{-5}$ | $1{,}25\cdot10^{4}$ | 9,14 | 8,78 | 8,57 | 7,91 | 7,23 | | | | | | |
| $1\cdot10^{-4}$ | $1\cdot10^{4}$ | 8,63 | 8,57 | 8,40 | 7,84 | 7,21 | | | | | | |
| $2\cdot10^{-4}$ | $5\cdot10^{3}$ | 7,94 | 7,91 | 7,82 | 7,50 | 7,07 | 6,62 | 6,22 | 5,86 | | | |
| $4\cdot10^{-4}$ | $2{,}5\cdot10^{3}$ | 7,25 | 7,23 | 7,19 | 7,01 | 6,76 | 6,45 | 6,14 | 5,83 | 5,55 | | |
| $6\cdot10^{-4}$ | $1{,}66\cdot10^{3}$ | 6,84 | 6,83 | 0,80 | 6,68 | 6,50 | 6,27 | 6,02 | 5,77 | 5,51 | 5,27 | 5,05 |
| $8\cdot10^{-4}$ | $1{,}25\cdot10^{3}$ | 6,55 | | 6,52 | 6,43 | 6,29 | 6,15 | 5,91 | 5,69 | 5,46 | 5,25 | 5,04 |
| $1\cdot10^{-3}$ | $1\cdot10^{3}$ | 6,33 | | 6,31 | 6,23 | 6,12 | 5,91 | 5,80 | 5,61 | 5,41 | 5,21 | 5,01 |
| $2\cdot10^{-3}$ | $5\cdot10^{2}$ | 5,64 | | 5,63 | 5,59 | 5,53 | 5,47 | 5,35 | 5,24 | 5,12 | 4,89 | 4,85 |
| $4\cdot10^{-3}$ | $2{,}5\cdot10^{2}$ | 4,95 | | 4,94 | 4,92 | 4,89 | 4,85 | 4,80 | 4,74 | 4,67 | 4,59 | 4,51 |
| $6\cdot10^{-3}$ | $1{,}66\cdot10^{2}$ | 4,54 | | | 4,53 | 4,51 | 4,48 | 4,45 | 4,40 | 4,36 | 4,30 | 4,24 |
| $8\cdot10^{-3}$ | $1{,}25\cdot10^{2}$ | 4,25 | | | 4,25 | 4,23 | 4,21 | 4,19 | 4,15 | 4,12 | 4,08 | 4,03 |
| $1\cdot10^{-2}$ | $1\cdot10^{2}$ | 4,04 | | | 4,03 | 4,02 | 4,00 | 3,98 | 3,95 | 3,92 | 3,89 | 3,85 |
| $2\cdot10^{-2}$ | $5\cdot10$ | 3,35 | | | | 3,34 | 3,34 | 3,33 | 3,31 | 3,30 | 3,28 | 3,26 |
| $4\cdot10^{-2}$ | $2{,}5\cdot10$ | 2,68 | | | | | 2,67 | 2,67 | 2,66 | 2,65 | 2,65 | 2,64 |
| $6\cdot10^{-2}$ | $1{,}66\cdot10$ | 2,29 | | | | | | | 2,28 | 2,28 | 2,27 | 2,27 |
| $8\cdot10^{-2}$ | $1{,}25\cdot10$ | 2,03 | | | | | | | 2,02 | 2,01 | 2,01 | 2,01 |
| $1\cdot10^{-1}$ | 10 | 1,82 | | | | | | | | 2,02 | 2,01 | 2,01 |
| $2\cdot10^{-1}$ | 5 | 1,22 | | | $W_{\left(U,\frac{r}{\lambda}\right)} = W_{(U,0)}$ | | | | | 1,81 | 1,81 | 1,81 |
| $4\cdot10^{-1}$ | 2,5 | 0,702 | | | | | | | | | | 1,22 |
| $6\cdot10^{-1}$ | 1,66 | 0,454 | | | | | | | | | | 0,70 |
| $8\cdot10^{-1}$ | 1,25 | 0,311 | | | | | | | | | | |

| U | $\frac{1}{U}$ | $\frac{r}{\lambda}$ | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 0 | 0,01 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,6 | 0,8 |
| 0 | – | ∞ | 4,85 | 3,50 | 2,74 | 2,23 | 1,55 | 1,13 |
| $1\cdot10^{-4}$ | $1\cdot10^{4}$ | 8,63 | | | | | | |
| $2\cdot10^{-4}$ | $5\cdot10^{3}$ | 7,94 | | | | | | |
| $4\cdot10^{-4}$ | $2{,}5\cdot10^{3}$ | 7,25 | | | | $W_{\left(U,\frac{r}{\lambda}\right)} = W_{\left(0,\frac{r}{\lambda}\right)}$ | | |
| $6\cdot10^{-4}$ | $1{,}66\cdot10^{3}$ | 6,84 | | | | | | |
| $8\cdot10^{-4}$ | $1{,}25\cdot10^{3}$ | 6,55 | 4,84 | | | | | |
| $1\cdot10^{-3}$ | $1\cdot10^{3}$ | 6,33 | 4,83 | | | | | |
| $2\cdot10^{-3}$ | $5\cdot10^{2}$ | 5,64 | 4,71 | | | | | |
| $4\cdot10^{-3}$ | $2{,}5\cdot10^{2}$ | 4,95 | 4,42 | 3,48 | | | | |
| $6\cdot10^{-3}$ | $1{,}66\cdot10^{2}$ | 4,54 | 4,18 | 3,43 | | | | |
| $8\cdot10^{-3}$ | $1{,}25\cdot10^{2}$ | 4,25 | 3,98 | 3,36 | 2,73 | | | |
| $1\cdot10^{-2}$ | $1\cdot10^{2}$ | 4,04 | 3,81 | 3,29 | 2,71 | 2,22 | | |
| $2\cdot10^{-2}$ | $5\cdot10$ | 3,35 | 3,24 | 2,95 | 2,57 | 2,18 | | |
| $4\cdot10^{-2}$ | $2{,}5\cdot10$ | 2,68 | 2,63 | 2,48 | 2,27 | 2,02 | 1,52 | |
| $6\cdot10^{-2}$ | $1{,}66\cdot10$ | 2,29 | 2,26 | 2,17 | 2,02 | 1,84 | 1,26 | 1,11 |
| $8\cdot10^{-2}$ | $1{,}25\cdot10$ | 2,03 | 2,00 | 1,93 | 1,83 | 1,69 | 1,39 | 1,08 |
| $1\cdot10^{-1}$ | 10 | 1,82 | 1,80 | 1,75 | 1,67 | 1,56 | 1,31 | 1,05 |
| $2\cdot10^{-1}$ | 5 | 1,22 | 1,21 | 1,19 | 1,16 | 1,11 | 0,996 | 0,858 |
| $4\cdot10^{-1}$ | 2,5 | 0,702 | 0,700 | 0,693 | 0,681 | 0,665 | 0,621 | 0,565 |
| $6\cdot10^{-1}$ | 1,66 | 0,454 | 0,453 | 0,450 | 0,444 | 0,434 | 0,415 | 0,487 |
| $8\cdot10^{-1}$ | 1,25 | 0,311 | 0,310 | 0,308 | 0,305 | 0,301 | 0,289 | 0,273 |
| 1 | 1 | 0,219 | | 0,218 | 0,216 | 0,216 | 0,217 | 0,197 |
| 2 | 0,5 | 0,049 | | 0,049 | 0,048 | 0,048 | 0,047 | 0,046 |
| 4 | 0,25 | 0,0038 | | | 0,0038 | 0,0038 | 0,0037 | 0,0037 |

| U | $\frac{1}{U}$ | $\frac{r}{\lambda}$ | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 0 | – | ∞ | 0,842 | 0,228 | 0,0695 | 0,0223 | 0,00074 | 0,0025 |
| $1\cdot10^{-2}$ | $1\cdot10^{2}$ | 4,04 | | | | | | |
| $2\cdot10^{-2}$ | $5\cdot10$ | 3,35 | | | | | | |
| $4\cdot10^{-2}$ | $2{,}5\cdot10$ | 2,68 | | | | | $W_{\left(U,\frac{r}{\lambda}\right)} = W_{\left(0,\frac{r}{\lambda}\right)}$ | |
| $6\cdot10^{-2}$ | $1{,}66\cdot10$ | 2,29 | 0,839 | | | | | |
| $8\cdot10^{-2}$ | $1{,}25\cdot10$ | 2,03 | 0,832 | | | | | |
| $1\cdot10^{-1}$ | 10 | 1,82 | 0,819 | | | | | |
| $2\cdot10^{-1}$ | 5 | 1,22 | 0,715 | 0,227 | | | | |
| $4\cdot10^{-1}$ | 2,5 | 0,702 | 0,502 | 0,210 | 0,069 | | | |
| $6\cdot10^{-1}$ | 1,66 | 0,454 | 0,354 | 0,177 | 0,066 | 0,022 | | |
| $8\cdot10^{-1}$ | 1,25 | 0,311 | 0,254 | 0,144 | 0,061 | 0,022 | | |
| 1 | 1 | 0,219 | 0,185 | 0,114 | 0,053 | 0,021 | 0,007 | |
| 2 | 0,5 | 0,049 | 0,044 | 0,033 | 0,021 | 0,011 | 0,005 | 0,002 |
| 4 | 0,25 | 0,0038 | 0,0040 | 0,003 | 0,002 | 0,002 | 0,001 | 0,001 |

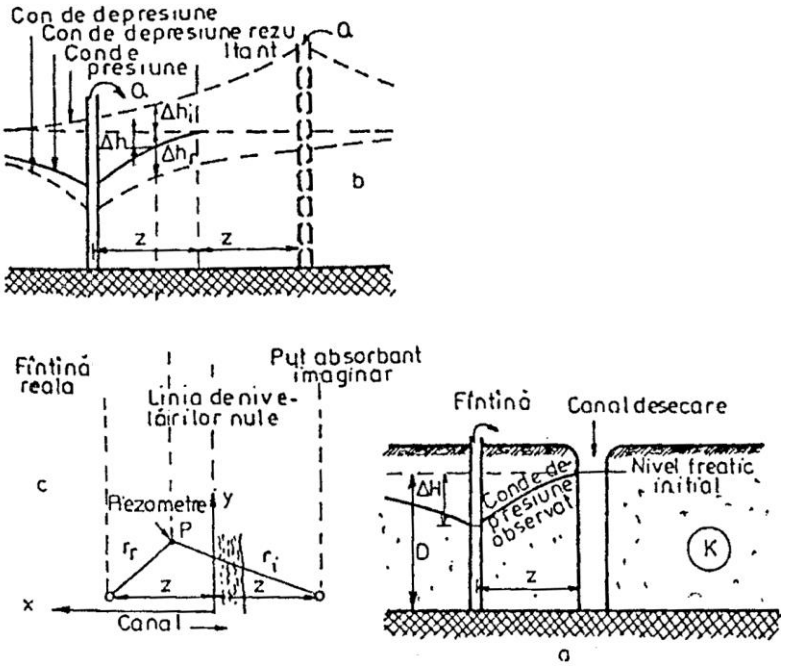



**Fig. 7.5.** Fântână în apropierea unui canal: a – secţiune transversală reală; b – secţiune transversală prin sistemul substituit; c – plan.

Pentru un punct în plan $P_{(x_i,y_i)}$, denivelarea realizată de o fântână reală va fi:

$$\Delta h_r = \frac{Q}{2\pi KD}\ln\frac{r_e}{r_r} \tag{7.32}$$

unde:

$r_e$ este raza de influenţă a fântânii.

Considerând un puţ absorbant imaginar simetric plasat faţă de canal în care introducem debitul $Q$ în aceleaşi condiţii hidrogeologice, va lua naştere o curbă de presiune, care în punctul $P_{(x_i,y_i)}$ va avea o presiune faţă de nivelul iniţial:

$$\Delta h_i = -\frac{Q}{2\pi KD}\ln\frac{r_e}{r_r} \tag{7.33}$$

notând cu minus presiunile deasupra nivelului freatic iniţial, realizate din puţul absorbant.

În final, în punctul $P_{(x_i,y_i)}$, prin adunarea celor două mărimi $\Delta h_r$ şi $\Delta h_i$ obţinem curba de depresiune rezultată care în dreptul canalului ne dă linia de oglinda apei într-adevăr:

$$\Delta h = \Delta h_r + \Delta h_i = \frac{Q}{2\pi KD}\left(\ln\frac{r_e}{r_r} - \ln\frac{r_e}{r_i}\right) \tag{7.34}$$

$$\Delta h = \frac{Q}{2\pi KD}\ln\frac{r_i}{r_r}$$

care luată de-a lungul canalului $r_r = r_i$, ne dă $\Delta h = 0$.

În figura 7.6 sunt arătate diferite situaţii posibile de plasare a unei fântâni: în apropierea unui canal de desecare în aliniament, între două canale, într-un cot drept de canale, între vărsarea a două canale de desecare într-un canal colector.

Pentru soluţionare scriem relaţia 7.34 în coordonate carteziene cu distanţele:

– de la piezometru la puţul absorbant imaginar:

$$r_i = \sqrt{(x_i + x_w)^2 + (y_i + y_w)^2} \tag{7.35}$$

– de la piezometru la fântâna reală:

$$r_r = \sqrt{(x_i - x_w)^2 + (y_i - y_w)^2} \tag{7.36}$$

Obţinem:

$$\Delta h = \frac{Q}{2\pi KD}\left[\frac{1}{2}\ln\frac{(x_i + x_w)^2 + (y_i - y_w)^2}{(x_i - x_w)^2 + (y_i - y_w)^2_r}\right] \tag{7.37}$$

sau:

$$\Delta h = \frac{Q}{2\pi KD}\cdot G_{(x,y)} \tag{7.38}$$

în care $G_{(x,y}$ este numită funcţia lui Green.

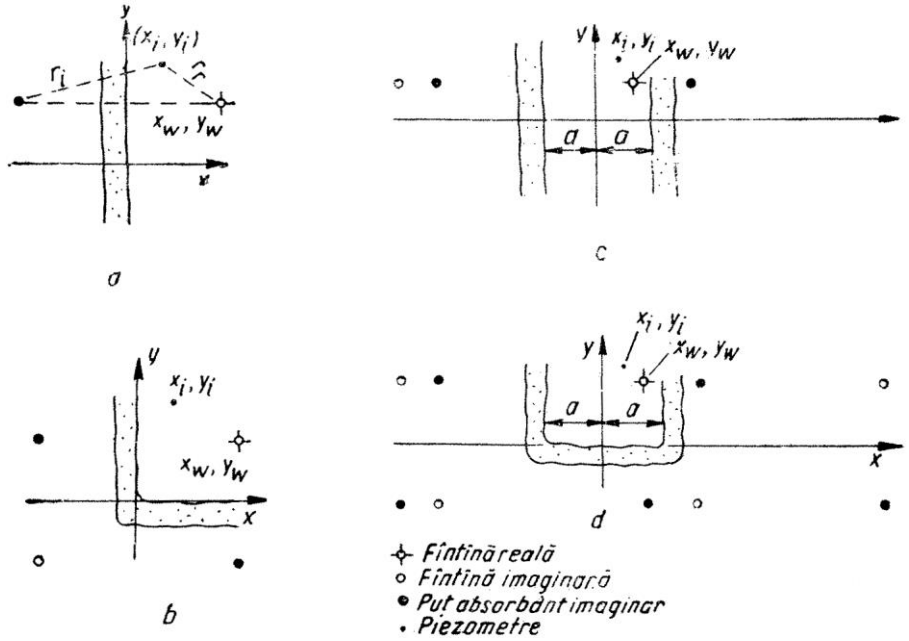



**Fig. 7.6.** Scheme de calcul pentru metoda imaginilor, la influenţa unui canal asupra unei fântâni.

Pentru celelalte cazuri avem:

În fig. 7.6.b, cu fântâna amplasată la evacuarea unui canal de desecare într-un canal colector:

$$G_{(x,y)} = \frac{1}{2}\ln\left[\frac{(x_i - x_w)^2 + (y_i + y_w)^2}{(x_i - x_w)^2 + (y_i - y_w)^2_r} \cdot \frac{(x_i + x_w)^2 + (y_i - y_w)^2}{(x_i + x_w)^2 + (y_i + y_w)^2_r}\right] \quad (7.39)$$

În fig. 7.6.c, pentru o fântână plasată între două canale, pentru $r_i > 100 \cdot r_r$

$$G_{(x,y)} = \frac{1}{2}\ln\frac{\operatorname{ch}\left[\frac{\pi(y_i - y_w)}{2a}\right] + \cos\left[\frac{\pi(x_i + x_w)}{2a}\right]}{\operatorname{ch}\left[\frac{\pi(y_i - y_w)}{2a}\right] - \cos\left[\frac{\pi(x_i - x_w)}{2a}\right]} \quad (7.40)$$

În fig. 7.6.d, pentru o fântână plasată între două canale de desecare la vărsarea într-un canal colector.

$$G_{(x,y)} = \frac{1}{2}\ln\frac{\operatorname{ch}\left[\frac{\pi(y_i - y_w)}{2a}\right] + \cos\left[\frac{\pi(x_i + x_w)}{2a}\right]}{\operatorname{ch}\left[\frac{\pi(y_i - y_w)}{2a}\right] - \cos\left[\frac{\pi(x_i - x_w)}{2a}\right]} \cdot \frac{\operatorname{ch}\left[\frac{\pi(y_i + y_w)}{2a}\right] - \cos\left[\frac{\pi(x_i - x_w)}{2a}\right]}{\operatorname{ch}\left[\frac{\pi(y_i + y_w)}{2a}\right] + \cos\left[\frac{\pi(x_i + x_w)}{2a}\right]} \quad (7.41)$$

*Exemplu:*

Pentru o fântână la 100 m în apropierea unui canal de desecare într-un strat liber nelimitat se cunoaşte $KD$ = 1200 $m^2$/zi, debitul pompat din fântână este $Q$ = 1500 $m^3$/zi, raza interioară a fântânii $r_w$ = 0,3 m. Se cere:

a) coborârea în fântână $\Delta H$;

b) coborârea de nivel într-un punct P (200,0)

Soluţie:

a) Denivelarea în fântână; formula 7.34, fig. 7.6.a, cu $r_i$ = 200 m şi $r_r = r_w$ = 0,3 m; obţinem:

$$\Delta H = \frac{Q}{2\pi KD}\ln\frac{r_i}{r_r} = \frac{1500}{2 \cdot 3{,}14 \cdot 1200}\ln\frac{200}{0{,}3} = 1{,}28 \text{ m}$$

Se vede că este cu 20 cm mai mic decât exemplul precedent, cu aceleaşi date hidrogeologice, dar fără canal.

b) Denivelarea într-un punct P de coordonate $x_i$ = 200 m şi $y_i$ = 0, considerând $y_w$ = 0, avem $x_w$ = 100 m, fig. 7.6.a, şi rezultă:

$$\Delta h = \frac{1500}{2 \cdot 3{,}14 \cdot 1200} \cdot \frac{1}{2}\ln\frac{(200+100)^2}{(200-100)^2} = 0{,}22 \text{ m}$$

## 7.1.6. FÂNTÂNI ALIMENTATE DIN PRECIPITAŢII, ÎN STRAT ACVIFER LIBER NELIMITAT, REGIM PERMANENT

Pentru cazurile de spălare a solurilor salinizate, când normele de udare suplimentare trebuie drenate, dar şi pentru captarea de apă, se poate utiliza foarte bine drenajul vertical cu fântâni; astfel, conform fig. 7.7, putem scrie debitul în secţiunea curentă $r$, în două forme:

$$Q_r = \pi\left(r_c^2 - r^2\right)q = 2\pi rhk\frac{dh}{dr} \quad (7.42)$$

debitul fântânii în regim permanent fiind:

$$Q = \pi \cdot r_e^2 \cdot q \quad (7.43)$$

şi a doua formă pentru debitul în secţiunea $r$:

$$Q_r = Q - \pi \cdot r^2 \cdot q \quad (7.44)$$

Eliminând $Q_r$ şi separând variabilele obţinem:

$$2\pi Kh \cdot dh = \left(\frac{Q}{r} - \pi rq\right)dr \quad (7.45)$$

Integrând avem:

$$Q\ln r - \frac{1}{2}\pi qr^2 = \pi Kh^2 + C \quad (7.46)$$

Pentru condiţiile de margine:

$r = r_f$, $h = h_f$

$r = r_e$ $h = h_e$

obţinem:

$$Q\ln\frac{r_e}{r_f}-\frac{1}{2}\pi q(r_e^2-r_f^2)=\pi K(h_e^2-h_f^2) \qquad (7.47)$$

Neglijând $r_f^2$ comparativ cu $r_e^2$ şi aproximând:

$$(h_e+h_f)(h_e-h_f)=2DS \qquad (7.48)$$

obţinem:

$$S=\frac{Q}{2\pi KD}\left(2{,}3\log\frac{r_e}{r_f}-\frac{1}{2}\right) \qquad (7.49)$$

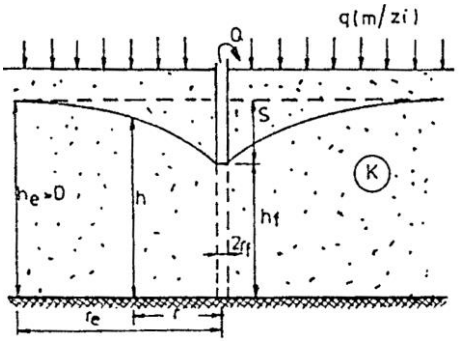



**Fig. 7.7.** Schema de calcul în cazul alimentării stratului freatic din precipitaţii.

*Exemplu:*

O suprafaţă irigată de 100 ha este drenată de o fântână de diametru 0,4 m, plasată în centrul suprafeţei, cu $r_e$ = 500 m (un pătrat cu latura 1 km).

Debitul de spălare permanent şi care trebuie evacuat este $q$ = 2 mm/zi. Stratul omogen de sol are o conductivitate hidraulică foarte bună cu grosimea $D$ = 20 m, $K$ = 30 m/zi. Excesul de apă se elimină cu o pompă plasată într-un cămin la suprafaţa terenului, deasupra nivelului freatic iniţial, admiţând o sarcină de aspiraţie maximă de 4 m. Să se verifice dacă problema este tehnic posibilă.

Calculăm:

$$Q=q\cdot\pi\cdot r_e^2=0{,}002\cdot 3{,}14\cdot 500^2=1570\ \text{m}^3/\text{zi}$$

$$S=\frac{Q}{2\pi KD}\left(2{,}3\log\frac{r_e}{r_f}-\frac{1}{2}\right)=$$

$$=\frac{1570}{2\cdot 3{,}14\cdot 30\cdot 20}\left(2{,}3\log\frac{500}{0{,}2}-\frac{1}{2}\right)=3{,}04\,\text{m}$$

Deci problema este tehnic posibilă de soluţionat.

## 7.1.7. INTERFERENŢA FÂNTÂNILOR LA DRENAJUL VERTICAL

În paragrafele anterioare a fost prezentat calculul fântânilor lucrând independent. La drenajul vertical fântânile sunt dispuse în grup, influenţându-se între ele (conurile de depresiune se interferează).

Drenajul vertical este o metodă mai modernă decât drenajul închis sau deschis orizontal, fiind puţin extins până în prezent şi anume în: California – SUA, Câmpia fluviului Indu – Pakistan, Stepa flămândă din Uzbekistan, Câmpia Ararat (unde 2000 ha sunt drenate cu 25 fântâni).

*Avantajele* drenajului vertical cu fântâni, comparativ cu drenajul tubular orizontal, sunt:

– pe terenurile denivelate, prin conectarea fântânilor cu conducte în sifon la un bazin central cu staţia de pompare, face foarte avantajoasă această metodă;

– montarea conductelor în sifon este mult mai economică decât o reţea de canale şi drenuri;

– nivelul freatic este coborât mult mai adânc, spălând un strat de sol mai mare în cazul ameliorării sărăturilor;

– pentru stratele acvifere sub presiune, sau libere nelimitate, când stratul de sol de la suprafaţa terenului are o permeabilitate redusă, prin drenaj vertical se reduce presiunea arteziană, coborând considerabil şi nivelul freatic,

– dacă apa pompată din stratele acvifere este corespunzătoare chimic, ea poate fi folosită şi la irigaţii după o prealabilă încălzire;

*Dezavantajele* drenajului vertical cu fântâni în comparaţie cu drenajul orizontal sunt:

– este o instalaţie inginerească mult mai complexă;

– necesită energie pentru pompare;

– poate influenţa fântânile sătesti din împrejurimi, prin reducerea presiunii arteziene;

– devin neeconomice când trebuie pompate şi apele subterane din straiele acvifere limitrofe suprafeţei amenajate;

– după o perioadă de irigaţii şi o ploaie puternică drenajul vertical acţionează în general prea încet asupra coborârii nivelului freatic;

– drenajul vertical se poate aplica cu succes doar în stratele cu *transmisivitate* foarte ridicată, pentru a rezulta distanţe mari între fântâni;

– în strate acvifere sub presiune semilimitate o influenţă deosebită o are *rezistenţa verticală,* care poate fi hotărâtoare pentru viteza de coborâre a nivelului freatic;

– drenajul vertical nu este o soluţie tehnico-economică pe zone cu presiuni arteziene mari sau în care avem infiltraţii puternice din zone limitrofe;

Interferenţa fântânilor trebuie analizată în cele două situaţii de regim permanent şi nepermanent de funcţionare, având pentru un strat acvifer liber nelimitat următoarele:

*Regim permanent.* Se utilizează metoda imagi-

nilor şi obţinem:

$$h_e^2 - h^2 = \sum_{i=1}^{n} \frac{Q_i}{\pi K} \ln \frac{r_{e,i}}{r_i} \qquad (7.50)$$

în care:

$Q_i$ este debitul constant din fântâna $i$ ($m^3$/zi);

$r_i$ – distanţa de la punctul $P$ (piezometru) până la fântâna $i$ (m);

$r_{e,i}$ – raza de influenţă (exterioară) a fântânii $i$ (m);

$K$ – coeficientul de filtraţie al stratului acvifer (m/zi);

$h_e$ – înălţimea piezometrică iniţială (m);

$h$ – înălţimea piezometrică în punctul $P$ (m).

Dezvoltând, avem:

$$h_e^2 - h^2 = \left( \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{r_{e,1}}{r_1} \right) + \left( \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{r_{e,2}}{r_2} \right) + \ldots \qquad (7.51)$$

Dacă:

$$Q_i = Q_N = \frac{Q}{N}$$

unde:

$Q$ este debitul extras din toate cele $N$ fântâni.

Dacă toate fântânile au aceeaşi rază de influenţă $r_e$, $i = r_e$, relaţia 7.51 se poate scrie, după Bear.

$$h_e^2 - h^2 = \frac{Q_i}{\pi K} \ln \frac{r_e}{\bar{r}} \qquad (7.52)$$

deoarece:

$$h_e^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi K} \frac{1}{N} \ln \frac{r_{e1} \cdot r_{e2} \cdot \ldots \cdot r_{en}}{r_1 \cdot r_2 \cdot \ldots \cdot r_n} =$$

$$= \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{r_e}{\left( r_1 \cdot r_2 \cdot r_3 \right)^{\frac{1}{N}}}$$

Deci:

$$\bar{r} = (r_1 \cdot r_2 \cdot \ldots \cdot r_n)^{\frac{1}{N}} \qquad (7.53)$$

numită distanţă echivalentă la punctul $P$, de la toate fântânile.

*Exemplu:*

Şapte fântâni perfecte în strat acvifer liber nelimitat dau fiecare 70 l/s şi au fiecare o rază de influenţă $r_e$ = 300 m. Se cunosc asemenea $K$ = 40 m/zi şi $D$ = = $h_e$ = 50 m.

Distanţa de la punctul P, unde dorim să calculăm denivelarea, până la cele şapte fântâni este:

$r_1$ = 50 m; $r_2$ = 70 m; $r_3$ = 100; $r_4$ = 60; $r_5$ = 200 m; $r_6$ = 80 m; $r_7$ = 50 m.

Calculăm:

$$\bar{r} = (50 \cdot 70 \cdot 100 \cdot 60 \cdot 200 \cdot 80 \cdot 50)^{\frac{1}{7}} = 77,50 \text{ m}$$

Utilizând relaţia 7.52 avem:

$$50^2 - h^2 = \frac{70 \cdot 86,4 \cdot 7}{3,14 \cdot 40} \cdot 2,3 \log \frac{300}{77,5}$$

Obţinem: $h$ = 45,20 m

Deci denivelarea în punctul $P$ va fi:

$\Delta h$ = 50 – 45,2 = 4,8 m

*Regim nepermanent,* pentru diferite aşezări în plan s-a obţinut:

A) *Pentru două fântâni perfecte,* într-un strat acvifer liber nelimitat, distanţele între ele $L$, având aceeaşi denivelare în fântână, cu acelaşi diametru $2r_f$, rezultă după $t$ ore de pompare, după Hantush:

$$Q_1 = Q_2 = \frac{2\pi K (h_e^2 - h_f^2)}{W\left( \frac{r_f^2 \cdot p}{4KDt} \right) + W\left( \frac{L^2 \cdot p}{4KDt} \right)} \qquad (7.54)$$

unde:

$W$ este funcţia lui Theiss dată în tabelul 7.1, funcţie de cele două rapoarte;

$h_f$ – adâncimea apei în fântâni.

B) *Pentru trei fântâni,* aşezate în triunghi echilateral la distanţa $L = r_e\sqrt{3}$, unde $r_e$ este raza de influenţă exterioară, egală pentru cele trei fântâni, avem în mod similar:

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \frac{2\pi K (h_e^2 - h_f^2)}{W\left( \frac{r_f^2 \cdot p}{4KDt} \right) + 2W\left( \frac{L^2 \cdot p}{4KDt} \right)} \qquad (7.55)$$

*Observaţie,* pentru cazurile A şi B:

Dacă durata de pompare este mare, cazul forajelor aciculare, în aşa fel ca:

$$\frac{L^2 \cdot p}{4KDt} < 0,05$$

relaţiile 7.54 şi 7.55 devin

$$Q_1 = Q_2 = \frac{\pi K (h_e^2 - h_f^2)}{\ln \frac{2,25 \cdot KD}{L \cdot p \cdot r_f}} \qquad (7.56)$$

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \frac{\pi K (h_e^2 - h_f^2)}{\ln \frac{R^3}{L^2 \cdot r_f}} \qquad (7.57)$$

unde:

$$R = \sqrt{1,5 \frac{KDt}{p}} \qquad (7.58)$$

C) *Pentru patru fântâni aşezate în pătrat,* la distanţa $L = r_e \cdot \sqrt{2}$, cu condiţia $\frac{L^2 p}{2KDt} < 0,05$, avem:

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = \frac{\pi K(h_e^2 - h_f^2)}{\ln \frac{R^4}{r_f \cdot L^3 \cdot \sqrt{2}}} \qquad (7.59)$$

D) *Pentru trei fântâni aşezate în linie dreaptă,* la distanţa $L$ între ele, cu condiţia $\frac{L^2 p}{KDt} < 0,05$, avem:

$$Q_1 = Q_3 = \frac{\pi K(h_e^2 - h_f^2)\ln \frac{L}{r_f}}{2\ln \frac{R}{L} \cdot \ln \frac{L}{r_f} + \ln \frac{L}{2r_f} \cdot \ln \frac{R}{r_f}} \qquad (7.60)$$

$$Q_2 = \frac{\pi K(h_e^2 - h_f^2)\ln \frac{L}{2r_f}}{2\ln \frac{R}{L} \cdot \ln \frac{L}{r_f} + \ln \frac{L}{2r_f} \cdot \ln \frac{R}{r_f}} \qquad (7.61)$$

*Exemplu:*

Trei fântâni perfecte în strat acvifer liber nelimitat, cu o transmisivitate $KD$ = 2000 m$^2$/zi, sunt aşezate la distanţa $L$ = 100 m în linie dreaptă. Nivelul iniţial în stratul acvifer este $h_e$ = 50 m, rezultă $K$= 40 m/zi. Se cunosc de asemenea: porozitatea drenabilă $p$ = 10%, diametrul fântânilor $2r_f$ = 0,5 m.

După 20 zile de pompare continuă se observă o denivelare medie în fântâni de 3 m.

Se cer: debitele pompate în acest moment.

Calculăm:

$\frac{L^2 p}{KDt} < 0,05$ şi verificând dacă ecuaţia este îndeplinită, rezultă:

$$\frac{100^2 \cdot 0,1}{2000 \cdot 20} = 0,025$$

$$R = \sqrt{1,5\frac{2000 \cdot 20}{0,1}} = 948,7 \text{ m}$$

$$Q_1 = Q_3 = \frac{3,14 \cdot 40(50^2 - 47^2)\ln \frac{100}{0,25}}{2\ln \frac{948,7}{100}\ln \frac{100}{0,25} + \ln \frac{100}{0,5}\ln \frac{948,7}{0,25}} =$$

$$= 3103 \text{ m}^3/\text{zi} = 36 \text{ l/s}$$

$$Q_2 = \frac{3,14 \cdot 40(50^2 - 47^2)\ln \frac{100}{0,5}}{2\ln \frac{948,7}{100}\ln \frac{100}{0,25} + \ln \frac{100}{0,5}\ln \frac{948,7}{0,25}} =$$

$$= 2745 \text{ m}^3/\text{zi} = 32 \text{ l/s}$$

### 7.1.8. FÂNTÂNI AŞEZATE ÎN LINII PARALELE

Drenajul vertical sistematic pentru un strat acvifer alimentat din precipitaţii (irigaţii de spălare), cu debitul infiltrat $q$ = 1, 2, 3 mm/zi, va putea fi drenat, ţinând seamă de debitul aferent unei fântâni:

$$Q_0 = q \cdot B \cdot L \qquad (7.62)$$

unde:

$B$ şi $L$ – distanţele între fântâni pe cele două direcţii rectangulare.

Dacă $B \gg L$, se poate considera că pe linia şirului de fântâni avem: $h_f$ = const.

De asemenea, distribuind debitul fântânii după şirul de fântâni avem:

$$q_0 = \frac{Q_0}{L} = q \cdot B \qquad (7.63)$$

După Edelman se poate considera un efect de drenaj orizontal după distanţa $B$, utilizând formula lui Hooghoudt, cu pierderea de sarcină orizontală:

$$\Delta h_1 = \frac{q \cdot B^2}{8KD} \qquad (7.64)$$

şi o pierdere de sarcină din efectul de fântână:

$$\Delta h_2 = \frac{Q_0}{2\pi KD}\ln \frac{r_e}{r_f} \qquad (7.65)$$

Adunând efectele, obţinem pierderea de sarcină totală:

$$\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 = \frac{qB^2}{8KD} + \frac{Q_0}{2\pi KD}\ln \frac{r_e}{r_f} \qquad (7.66)$$

Prin analogie, că la o fântână, lungimea conului de depresiune este $2\pi r_e$, iar în cazul nostru se apreciază la $2L$, putem scrie

$$2\pi r_e = 2L$$

şi

$$r_e = \frac{L}{\pi}$$

Obţinem:

$$\Delta h = h_e - h_f = \frac{qB^2}{8KD} + \frac{qBL}{2\pi KD}\ln \frac{L}{\pi \cdot r_f} \qquad (7.67)$$

## 7.2. SOLUŢII DE DRENAJ VERTICAL DE INTERCEPŢIE

În zonele apărate (regim hidraulic permanent), debitele de desecare provenite din infiltraţia apei pe sub diguri, în cazul stratelor acvifere sub presiune semilimitate, pot fi interceptate în imediata apropiere a digului cu o perdea de *fântâni de drenaj autodeversante în canale cu efect drenant.* Situaţia se întâlneşte în special la amenajările hidroenergetice şi de navigaţie unde în amonte de baraj trebuie construite diguri de remuu pentru a apăra de inundaţii teritoriile agricole.

La Universitatea Politehnică din Timişoara, Catedra de Construcţii hidrotehnice şi îmbunătăţiri funciare, s-a soluţionat teoretic şi experimental această problemă pentru proiectul amenajării nodului hidroenergetic pe Dunăre la Turnu Măgurele – Nicopole.

Cercetările au fost continuate de David I. (fig. 7.8), ajungându-se la următoarele relaţii de calcul:

$$\begin{cases} \alpha \dfrac{Q_f}{KD} + \beta \dfrac{Q_c}{KD} = H_0 - H_c \\ \lambda \dfrac{Q_f}{KD} + \mu \dfrac{Q_c}{KD} = H_0 - H_f \end{cases} \qquad (7.68)$$

sistem de ecuaţii cu necunoscutele $Q_f$ şi $Q_c$ şi cu coeficienţii adimensionali:

$$\alpha = \frac{1}{2\pi}\left[\frac{\pi(L_c + L_f)}{2d} - \frac{1}{2}\ln 2\left(\operatorname{ch}\pi\frac{L_c - L_f}{d} - 1\right)\right]$$

$$\beta = \frac{D}{2\pi D}\left[\frac{\pi}{D}L_c - \ln\left(\operatorname{sh}\frac{\pi}{4D}b + \sin\frac{\pi}{2D}a\right)\right]$$

$$\lambda = \frac{1}{2\pi}\left[\frac{\pi L_f}{d} + \ln\frac{d}{\pi r_0}\right]$$

$$\mu = \frac{D}{2\pi d}\left[\frac{\pi(L_c + L_f)}{2D} + \ln\frac{1}{2\operatorname{sh}\dfrac{\pi(L_c - L_f)}{2D}}\right]$$

Debitul canalului drenat $Q_c$ este determinat pentru o lungime aferentă unei fântâni de intercepţie $2d$, iar sarcina de autodeversare a fântânii în canalul de desecare cu efect drenant este:

$$\Delta H = H_f - H_c$$

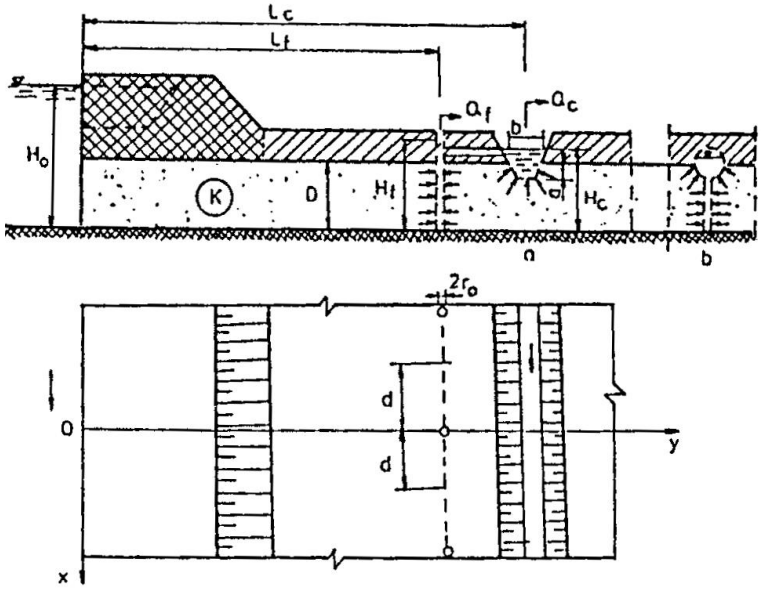



**Fig. 7.8.** Schema de calcul a drenajului vertical de intercepţie cu fântâni autodeversante în canale cu efect drenant: a – canal drenant deschis; b – canal drenant închis.

(canalul drenant se poate executa în varianta deschis sau închis, fig. 7.8, a şi b).

La capătul aval al canalului drenant se prevede o staţie de pompare care refulează apa în lacul de acumulare având debitul total instalat funcţie de numărul de fântâni $N$ şi anume:

$$Q_{SP} = N(Q_f + Q_c)\text{, în m}^3\text{/zi} \qquad (7.69)$$

*Exemplu:*

Să se studieze aportul în debit captat al canalului colector drenant în funcţie de sarcina de autodeversare, pentru datele: $L_f = 50$ m; $L_c = 52$ m; $r_0 = 0{,}1$ m; $b = 0{,}2$ m; $a = 0$; $D = 10$ m; $2d = 10$ m; $H_0 = 32$ m; $H_f = 12$ m.

*Calculând:*

$$Q_t = Q_f + Q_c$$

în funcţie de

$$\Delta H = H_f - H_c$$

şi verificând pe un model de analogie electro-hidrodinamică, se obţine pentru $\Delta H = 0{,}5$ m, efectul canalului drenant este 26% din debitul total interceptat.

Din *soluţiile de drenaj vertical:* fântâni aşezate în grup, fântâni aşezate în linii paralele, fântâni de intercepţie etc., reţinem faptul că în asemenea cazuri nu este economică montarea unei electropompe în fiecare fântână (datorită lungimii excesive a cablurilor de alimentare cu energie electrică), soluţia economică este de a colecta apa din fântâni cu un colector de beton subteran în care fântânile se autodescarcă lateral sau în ax (fig. 7.8.b) şi apa este condusă, la adâncime destul de mare, gravitaţional, la un bazin etanş de beton, realizat de obicei în cheson deschis.

Colectarea apei din fântâni se poate face şi cu conducte în sifon din fiecare fântână la un acelaşi bazin etanş de beton, de unde se refulează centralizat într-un emisar sau pentru alte folosinţe. În cazul colectării apei cu conducte în sifon acestea trebuie să fie amorsate cu o instalaţie de vid plasată centralizat în staţia de pompare (deasupra bazinului de colectare) cu racord la fiecare conductă în sifon.

Sistemul de colectare adoptat în sistemul de irigaţii şi drenaje Mostiştea, cât şi în proiectul de la amenajarea hidroenergetică Turnu Măgurele – Nicopole, la fântâni de intercepţie, este cu canal colector subteran din beton în care fântânile se autodescarcă.

Criteriul urmărit în asemenea amenajări este: coborârea de nivel freatic trebuie efectuată şi menţinută la norma de drenaj necesară culturilor respective. Debitul drenant se poate regla cu ajutorul nivelului de apă menţinut în canalul colector cu efect drenant, prin închiderea parţială cu stavile, realizând biefuri până la staţia de

pompare de evacuare din avalul canalului.

Capitolul 8

# DRENAJE SPECIALE

Sistemele de drenaj despre care s-a vorbit în capitolul 6 au următoarele caracteristici:

– rolul lor de căpetenie este de a deservi terenurile agricole, prin regularizarea regimului de apă al zonei desecabile, până la realizarea normei de desecare sau de nesalinizare reclamate;

– amplasarea pe teren a diferitelor elemente ale acestor sisteme-drenuri absorbante, drenuri colectoare se face orizontal, în şiruri regulate, pe cât posibil în linii drepte şi paralele şi la adâncimi uniforme.

În afară de acestea, mai există o serie de drenaje, cunoscute sub denumirea de *drenaje speciale,* care diferă de primele fie prin scopul lor, fie prin modul de amplasare a elementelor ce le compun, prin condiţiile lor constructive. Acestea sunt: 1) drenaje de ventilare, care au ca scop principal aerisirea şi încălzirea solului; 2) drenaje cu amplasare neregulată, pe un teren desecabil; 3) drenaje verticale şi prin puţuri absorbante, a căror poziţie o indică numele şi care folosesc drept recipient pentru evacuarea apelor, fie subsolul permeabil, fie un curs de apă sau un canal de evacuare, în cazul ridicării apei prin pompare; 4) drenaje pentru desecarea terenurilor cu izvoare; 5) drenaje pentru desecarea terenurilor ocupate de parcuri, pepiniere şi livezi; 6) drenaje pentru asanarea centrelor populate şi asigurarea condiţiilor de lucru în şantierele de construcţii; 7) drenaje pentru asigurarea stabilităţii maselor de pământ alunecătoare; 8) drenaje pentru desecarea terenurilor de sport; 9) drenaje pentru desecarea terenurilor de aviaţie; 10) drenaje în scop de epandaj ş.a.

În cele ce urmează se va insista asupra celor mai reprezentative, pentru domeniul de hidroameliorații.

## 8.1. DRENAJE ORIZONTALE CU ROL SPECIAL

### 8.1.1. DRENAJE DE VENTILARE

Nu rare sunt cazurile când unele soluri care nu prezintă un exces de umiditate au totuşi nevoie de drenaj. Acestea sunt în special soluri neaerate şi reci, ale căror straturi inferioare grele sunt formate din argile compacte. În aceste cazuri, neaerisirea nu provine dintr-un surplus de umiditate, ci din compactarea acelor straturi.

Pentru aceste soluri, drenajul de ventilare este soluţia tehnică cea mai indicată. El modifică şi stimulează procesele fizice, chimice şi microbiologice din sol, îmbunătăţind structura glomerulară a acestuia chiar şi în straturile cele mai adânci.

Drenajul de ventilare constă din amplasarea în sol a unor şiruri de drenuri formate fie din tuburi de ceramică, fie din galerii tip cârtiţă, la distanţa de 2-6 m şi la adâncimea de 40-70 cm (fig. 8.1)

### 8.1.2. DRENAJE CU AMPLASAREA NEREGULATĂ

În cazul când solul desecabil este aşezat pe un strat impermeabil ondulat, drenarea prin drenuri orizontale obişnuite, regulat aşezate, la adâncimi şi distanţe uniforme, nu ar fi rezultatele dorite. Numai drenurile aşezate în talvegurile stratului impermeabil, la o distanţă şi chiar adâncimi diferite, ar putea asigura o drenare satisfăcătoare, pe când cele situate pe crestele acestui strat ar rămâne ineficace.

### 8.1.3. DRENAJE PENTRU DESECAREA TERENURILOR CU IZVOARE

În cazurile când în unitatea desecabilă se constată prezenţa unor izvoare mai mari, ascendente sau descendente, acestea trebuie separat captate prin conducte obişnuite de drenaj şi conduse direct în recipient sau în colectorul principal al sistemului.

De cele mai multe ori, dacă apa acestor izvoare îndeplineşte condiţiile unei ape de calitate, poate servi pentru irigaţii, alimentarea centrelor populate din unitatea desecabilă etc.

Dacă se întâlneşte un izvor descendent important, apele lui se colectează într-o cameră de captare, de unde sunt evacuate cu ajutorul unei conducte de drenaj. Când terenul este însă împânzit de izvoare descendente, apele acestora se culeg cu ajutorul unor drenuri aşezate în formă de evantai, care converg înspre o cameră, de

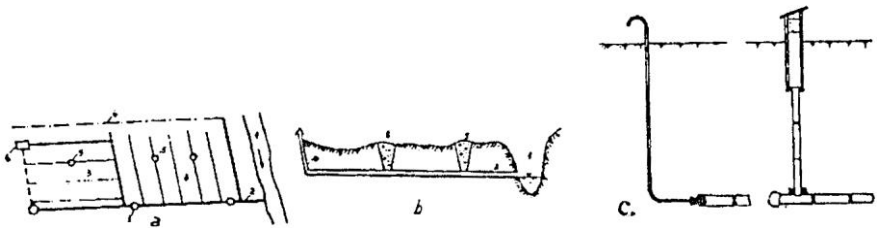



**Fig. 8.1.** Schema drenajului de ventilare: a – plan; b – secţiune; c – tub vertical de aerisire; 1 – recipientul; 2 – drenul colector; 3 – drenul absorbant; 4 – drenul colector de centură; 5 – puţ de ventilare umplut cu piatră; 6 – tub de aerisire.

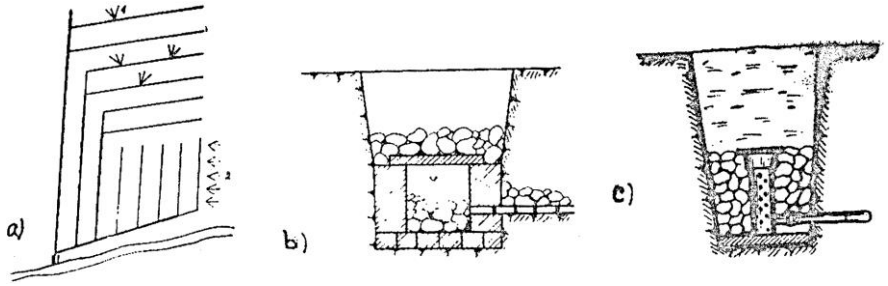



**Fig. 8.2.** Drenuri pentru captarea izvoarelor: a – tipuri de izvoare: concentrate (1) şi disperse (2); b – cameră de captarea izvoarelor; c – captarea izvoarelor prin tuburi verticale de ceramică perforate.

unde se evacuează pe drumul cel mai scurt într-un colector sau recipient (fig. 8.2)

În cazul când izvorul întâlnit este ascendent, se curăţă stratul de pământ aflat deasupra locului de izvorâre şi se construieşte în subsol o cameră, din zidărie umplută cu pietriş (fig. 8.2).

Apa izvorului, colectată în această cameră, se descarcă în recipient cu ajutorul unei conducte de drenaj.

În cazul când numărul acestor izvoare în unitatea desecabilă este mare şi dacă piatra şi cărămida necesare construirii camerelor de captare lipsesc în zonă, se pot folosi pentru captare tuburi de ceramică perforate, îmbinate cu mufe (fig. 8.2.c).

Dacă apele unor izvoare ascendente servesc la alimentarea unor centre populare, se iau măsuri speciale de protecţie, pentru a se preîntâmpina infectare lor. În acest scop, după ce a fost înlăturat stratul de pământ se acoperă izvorul până la roca din care iese acesta, se construieşte o cameră de captare de forma unui cheson deschis, cu fundul până la ieşirea izvorului (fig. 8.3.b)

În cazul când izvorul nu este concentrat, ci se găseşte situat de-a lungul versantului (v. fig. 8.3.b), apa se colectează prin linii de drenuri 1 (cu fante, barbacane filtrante sau galerii) şi adusă la camera rezervorului de înmagazinare 2, din care prin conducta 3, prevăzută cu sorbul 4, este transportată la locul de distribuţie, gravitaţional sau prin pompare. Surplusul de apă se descarcă prin conducta de fund 5, prevăzută cu preaplinul 6.

Debitul stratului freatic care se scurge spre drenul sau galeria drenată ce se consideră că-l captează integral (pe lungimea *L*, cu nivel liber – v. fig. 8.3.c – se calculează prin relaţiile:

$$Q = L \cdot y \cdot v = L \cdot y \cdot k \frac{dy}{dx} \quad (8.1)$$

şi integrând:

$$Q\int_r^R dx = LK\int_h^H ydy$$

sau

$$Q(R-r) = Lk\frac{H^2 - h^2}{2} \quad (8.2)$$

de unde:

$$Q = \frac{Lk}{2} \cdot \frac{H^2 - h^2}{R-r} \ (\mathrm{m^3/s_{dren}}) \quad (8.3)$$

şi:

$$q = \frac{k}{2} \cdot \frac{H^2 - h^2}{R-r} \ (\mathrm{m^3/s \cdot ml}) \quad (8.4)$$

## 8.1.4. DRENAJE PENTRU DESECAREA TERENURILOR OCUPATE DE PARCURI, PEPINIERE ŞI LIVEZI

Pe terenurile ocupate cu parcuri, livezi şi pepiniere, conductele obişnuite ale drenajului orizontal sunt deranjate sau înfundate de rădăcinile arborilor. Aceasta este, de altfel, motivul pentru care la drenajul orizontal obişnuit, conductele trebuie trasate la o distanţă de 15-20 m de arbori, mai ales dacă aceştia sunt plopi, arini, sălcii etc. sau trebuie folosite tuburi îmbinate prin mufe etanşe.

Acest lucru este posibil însă numai în cazul când este vorba de o perdea de protecţie, când se poate adopta soluţia din fig. 8.4.

*Drenajul Rérolle.* Pentru o desecare intensivă a terenurilor ocupate de livezi, parcuri sau pepiniere, Rérolle a introdus sistemul care îi poartă numele, sistem sigur, dar costisitor.

Acesta este arătat în fig. 8.4.b şi constă din conducte orizontale de drenaj, formate din tuburi de ceramică îmbinate etanş prin manşoane cimentate sau mufe. Distanţele dintre aceste conducte se stabilesc în funcţie de condiţiile de permeabilitate a solului respectiv. Pe traseul acestor conducte se fac din 5 în 5 m puţuri absorbante, umplute cu pietriş şi prevăzute cu câte un tub vertical de drenaj, care conduce apa colectată de pe terenul desecabil în conducte.

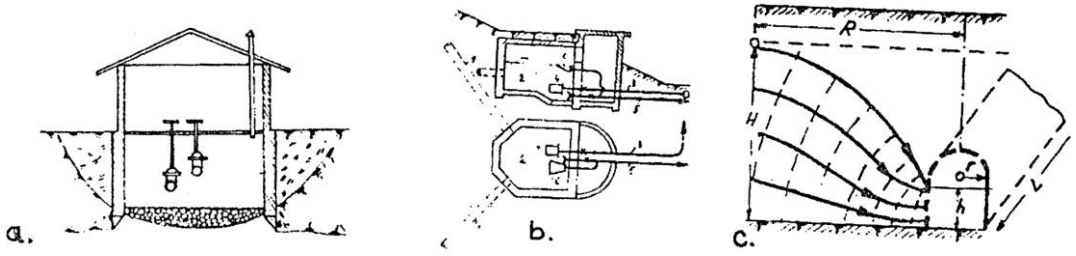



**Fig. 8.3.** Captarea izvoarelor: a – izvor ascendent concentrat; b – izvoare răspândite de-a lungul piciorului versantului; c – izvoare pe lungimea *L*.

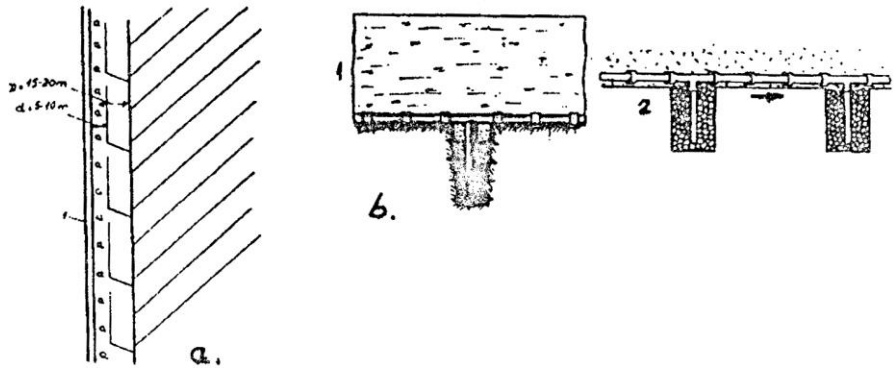



**Fig. 8.4.** Scheme de drenaj în plantaţii: a – în apropierea liniilor de copaci; b – drenaj Rérolle (1 – îmbinarea prin manşonare; 2 – îmbinarea prin mufe).

### 3.1.5. DRENAJE PENTRU CONSOLIDAREA TERENURILOR ALUNECĂTOARE

În ţara noastră, suprafeţele agricole afectate de alunecări, prăbuşiri şi alte forme de degradare ocupă circa 900.000 ha, zona subcarpatică înscriindu-se cu cea mai mare pondere. Cu toată marea importanţă agroeconomică a zonei subcarpatice (sediul unor mari şi intensive plantaţii viti-pomicole) soluţiile de stabilizare aplicate cu bune rezultate terenurilor cu folosinţe speciale (zone urbane şi industriale, căi de comunicaţie etc.) nu pot fi adoptate pe terenurile agricole din cauze economice şi tehnice (soluţii costisitoare şi dificil de aplicat), în rezolvarea problemei s-a pornit de la concepţia că în terenurile agricole cu potenţial de alunecare este suficient un drenaj subteran îngropat şi la alte adâncimi decât cea dictată de suprafaţa de alunecare, drenaj care să realizeze intercepţia afluxurilor de apă ce pătrund în versant şi să menţină nivelul apelor freatice în poziţia existentă anterior stării de exces a surselor.

Un astfel de drenaj îl constituie drenajul subteran orizontal de tip sistematic cu adâncime medie de amplasare (circa 2-3 m). Situaţia hidrogeologică pe care o va regulariza în principal acest tip de drenaj o constituie situaţia „curenţi cu nivel liber”. Sursa excesului de umiditate care justifică adoptarea acestui drenaj o constituie în principal precipitaţiile infiltrate pe întreg versantul, iar condiţiile topografice şi morfologice care vor uşura aplicarea acestei tehnici vor fi: un micro şi macrorelief relativ uniform cu pantă continuă (obţinută chiar şi în urma nivelării sau modelării) şi cu o lungime cât mai mare de versant.

În cazul drenajului terenurilor în pantă în regim permanent, la stabilirea distanţei $L$ dintre drenurile pozate pe strat impermeabil, curgerea apei având loc într-un teren omogen de conductivitate hidraulică $k$ şi pantă generală egală cu $\operatorname{tg}\alpha$ poate fi folosit graficul (fig. 8.5.a).

Pentru cazurile în care drenurile sunt plasate la diferite distanţe $D$ deasupra stratului impermeabil, poate fi folosit graficul 8.5.b, întocmit pentru raportul $\frac{D}{H} = 0{,}8$.

## 8.2. DRENAJE CU AMPLASARE VERTICALĂ – PRIN POMPARE, PRIN REGLARE DIRECTĂ ŞI PRIN PUŢURI ABSORBANTE

Există cazuri când condiţiile terenului desecabil, în special cele hidrogeologice, reclamă nu un drenaj orizontal, regulat sau neregulat, ca acela despre care s-a vorbit până acum, ci un *drenaj cu amplasare verticală sau radială.*

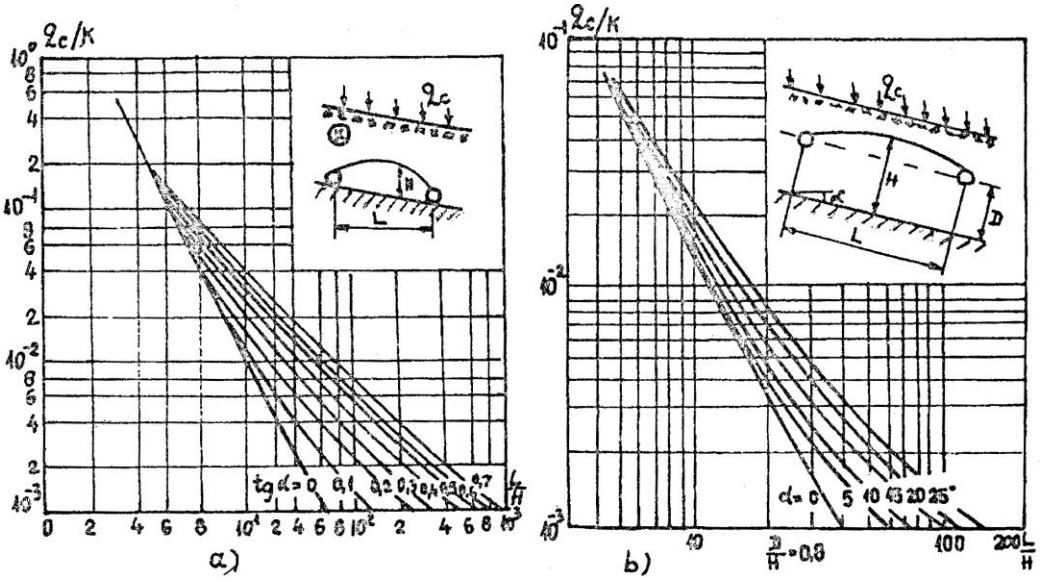



**Fig. 8.5.** Grafic pentru stabilirea distanţei dintre drenurile amplasate pe terenuri în pantă pe: a – strat impermeabil; b – la distanţa $D$ de stratul impermeabil.

## 8.2.1. DRENAJUL PRIN PUŢURI DE POMPARE ŞI DRENURI RADIALE

Debitul drenurilor verticale (puţuri) poate fi suplimentat prin drenuri radiale (fig. 8.6), care contribuie la urgentarea coborârii nivelului freatic.

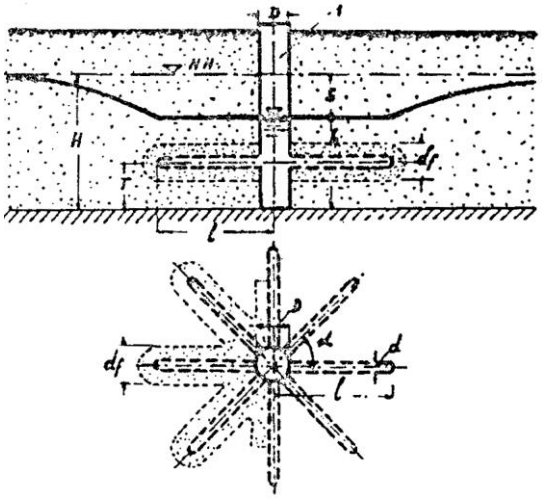


**Fig. 8.6.** Captare cu drenuri radiale: 1 – puţ colector.

Acest sistem se aplică în cazul straturilor acvifere de mică adâncime, dar cu întindere mare, în curent subteran sub presiune sau cu nivel liber.

Funcţie de condiţiile hidrogeologice, de schemele constructive şi de tehnologii de execuţie, la un asemenea puţ cu drenuri radiale se pot obţine debite de 80-120 l/s. Tipul constructiv se alege în funcţie de tehnologiile posibile (de dotări cu utilaj de înfigere a drenurilor, executându-sc puţul de diametru mare – 3-5 m, din beton armat, lansat în cheson deschis, cu betonare treptată – în funcţie de săpare şi lansare). Odată ajuns Ia cota finală se înfig drenurile radiale cu filtru într-o conductă de protecţie, care ulterior se extrage.

Tipurile constructive sunt funcţie de transmisivitatea *KD* a stratului acvifer, şi se diferenţiază: drenuri orizontale, diagonale şi oblice.

În vederea calculului debitului şi a denivelării în puţ rezultă pentru cele cu *n* drenuri orizontale, conform figurii 8.7.

$$\frac{Q}{KDS} = \frac{2\pi}{\ln\frac{R}{R_E} + A\cdot\ln\frac{\frac{D}{L}}{\frac{2\cdot\pi\cdot r_0}{L}}\cdot\frac{1}{\sin\frac{\pi\cdot a}{D}}} \qquad (8.5)$$

în care:

*R* este raza de influenţă a puţului, care se sporeşte faţă de valorile cunoscute cu lungimea drenului radial;

$r_E$ – raza echivalentă, care se determină cu relaţia:

$$r_E = \frac{L}{2^{\frac{2}{n}}}\left(1-\frac{L_B^n}{L}\right)^{\frac{1}{n}} \qquad (8.6)$$

*A* – coeficient care se poate lua după diverse ipoteze făcute de autori în determinarea formulelor, şi anume:

După Schneebeli:

$$A = \frac{1}{2n\left(1-\frac{1}{2^{\frac{2}{n}}}\right)}\cdot\frac{D}{L} \qquad (8.7)$$

După I. David:

$$A = \frac{1}{2\cdot\pi}\cdot\frac{D}{r_E}$$

După Lass:

$A = \frac{1}{\pi}\cdot\frac{D}{r_E}$, valabilă pentru un număr de drenuri radiale *n* = 3-4.

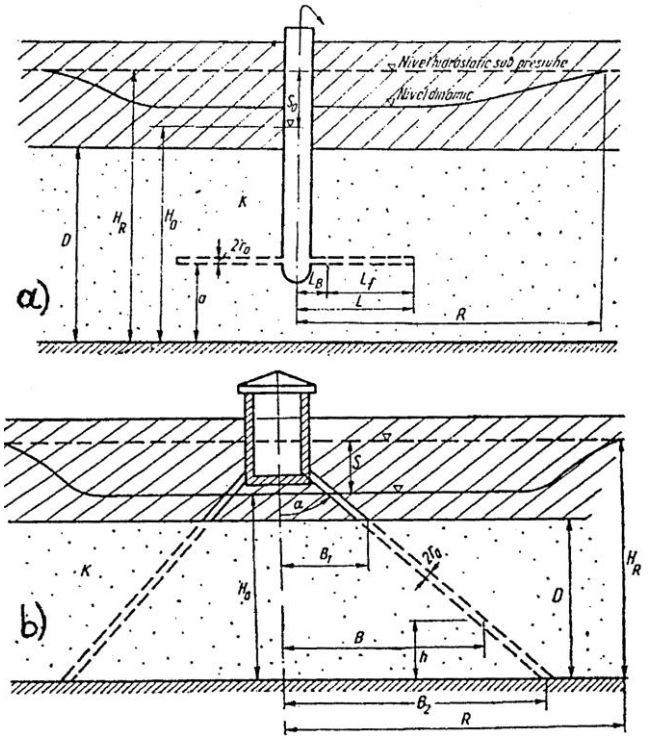



**Fig. 8.7.** Schema de calcul: a) puţuri cu drenuri radiale orizontale, b) puţuri cu drenuri radiale diagonale.

O relaţie îmbunătăţită, prin care se cuprinde mai bine convergenţa liniilor de curent în plan vertical, este:

$$\frac{Q}{KDS_0} = \frac{2\pi}{\ln\frac{R}{R_E} + \frac{D}{\pi\cdot r_E}\cdot\ln\frac{D\cdot r_E}{2nLf\cdot r_0}\cdot\frac{1}{\sin\frac{\pi\cdot a}{D}}} \qquad (8.8)$$

unde raza echivalentă se calculează cu relaţia:

$$r_E = \frac{L}{2^{\frac{2}{n}}}\sqrt[n]{1-\left(\frac{L_B}{L}\right)^n}$$

Dacă drenurile au lungimi diferite se calculează media aritmetică:

$$n \cdot L_F = \sum_{j=1}^{n} L_{F(j)} \qquad (8.9)$$

Pentru puţuri cu drenuri radiale diagonale (fig. 8.7.b) se obţine (după I. David):

$$\frac{Q}{KDS} = \frac{2 \cdot \pi \cdot n}{\ln \frac{R}{n \cdot r_E}\left(\frac{R}{B_0}\right)^{n-1}} \qquad (8.10)$$

unde:

$$B_0 = B_2\left(1-\frac{\frac{R}{B_2}}{\frac{2R}{D}}\operatorname{tg}\alpha\right)$$

iar

$$r_E = r_0 \frac{(1+\operatorname{tg}\alpha \cdot \sin\alpha)^{1-\cos\alpha}}{\cos\alpha}$$

## 8.2.2. DRENAJUL PRIN PUŢURI ABSORBANTE

În cazurile când terenul cu exces de umiditate prezintă la o adâncime relativ mică un strat impermeabil nu prea gros şi sub acesta se găseşte un strat permeabil format din nisip grosier, pietriş etc. destul de gros pentru a putea înmagazina cantităţi mari de apă, este indicat să se folosească acest din urmă strat ca recipient pentru apele în exces care urmează a fi evacuate. Bineînţeles că aceasta nu se poate realiza decât dacă stratul permeabil nu conţine vreo pânză de apă freatică ascendentă, care ar putea invada puţurile, creând un obstacol în calea drenajului.

Pentru colectarea şi evacuarea apelor în exces, stratul impermeabil se străpunge din loc în loc prin nişte puţuri, numite *puţuri absorbante.*

În funcţie de condiţiile orografice şi hidrogeologice ale unităţii desecabile, puţurile absorbante sunt de două feluri, după rolul şi construcţia lor (fig. 8.8):

– puţuri absorbante care ele însele au rolul de a regla direct regimul apei freatice, colectând şi evacuând în stratul permeabil apele în exces;

– puţuri absorbante care au rolul de a primi şi evacua în stratul permeabil apele colectate şi transportate de o reţea obişnuită de drenaj.

În *primul caz,* construcţiile sistemului de desecare se reduc numai la puţurile absorbante care împânzesc uniform suprafaţa desecabilă. În *al doilea,* în afară de puţurile menţionate, suprafaţa desecabilă este prevăzută şi cu o reţea de drenaj sau şanţuri deschise, al cărui rol este de a colecta şi transporta înspre puţurile absorbante apele în exces.

Pentru a nu stânjeni mecanizarea muncilor agricole, gurile acestor puţuri se dispun la aproximativ 30-40 cm sub nivelul terenului, se acoperă cu un capac pentru a nu se înfunda şi se astupă cu pământ.

Porţiunea puţului care străbate stratul acvifer este formată din tuburi cu barbacane filtrante sau din tuburi de drenaj de ceramică, cu un diametru de 16 cm, în care apa pătrunde prin rosturi.

În unele cazuri, apele colectate de sistemele de drenaj orizontale pot fi evacuate într-un strat permeabil al subsolului, dacă acesta este destul de mare, dacă nu există în el apă freatică sub presiune şi dacă scurgerea se poate face fără obstacole.

În cazul când depresiunea nu este mare şi toate drenurile colectoare au direcţia de scurgere către punctul cel mai jos al acesteia, puţul absorbant care colectează apele întregului sistem de drenaj poate fi amplasat în punctul A – fig. 8.9.

Dacă însă suprafaţa desecabilă este formată din mai multe depresiuni cu suprafeţe mici, fiecare depresiune va trebui prevăzută cu un sistem de drenaj independent şi cu puţ absorbant propriu.

Un puţ absorbant pentru primirea şi evacuarea în subsol a apelor provenite din drenaj se compune din bazinul de colectare, format din două camere (fig. 8.8.b) şi din puţul absorbant propriu-zis. Prima cameră, în

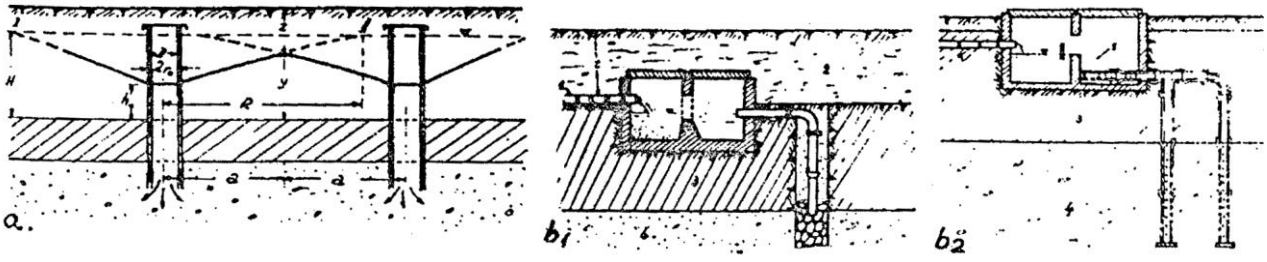


**Fig. 8.8.** Drenajul prin puţuri absorbante: a) Schema de asamblare şi funcţionare a puţurilor absorbante ce reglează direct regimul apelor freatice; b) Scheme de puţuri absorbante pentru colectarea şi evacuarea apei în subsol; $b_1$ – evacuarea printr-o conductă cu pereţi etanşi, $b_2$ – evacuarea prin conducte cu orificii.

care sosesc apele aduse de canalele colectoare, are şi rolul de decantor. A doua cameră, în care apele limpezite trec prin sifoane sau, prin deversare, permite trecerea apei limpezite în conducta verticală a puţului în mod uniform.

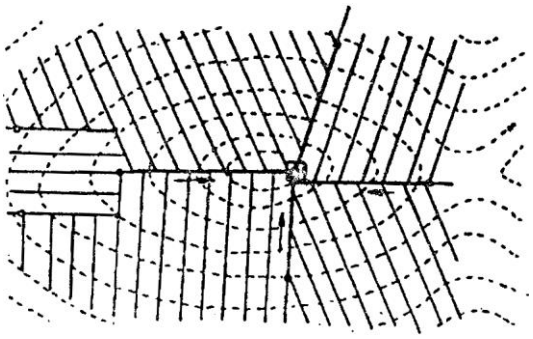


**Fig. 8.9.** Reţea de drenaj cu puţ absorbant.

## 8.3. DRENAJE DE PROTECŢIE PENTRU CENTRE POPULATE, ŞANTIERE, GROPI DE FUNDAŢIE Ş.A.

Drenajele care se aplică acestor terenuri nu diferă ca poziţie de drenajele menţionate până acum: orizontale, verticale sau combinate; ele au însă unele caracteristici legate de specificul lucrării.

După amplasarea drenurilor şi sursele de alimentare a apelor freatice, drenajele pentru evacuarea apei din centrele populate şi de pe şantierele de construcţii se pot clasifica în felul următor: drenaj sistematic; drenaj frontal de centură; drenaj circular; drenaj riveran; drenaj de fundaţie; drenaj cu filtre aciculare, electrodrenaje, drenaj punctiform ş.a.

Adâncimea la care trebuie coborât prin drenaj nivelul apei freatice din teritoriul desecabil, industrial sau urban se stabileşte în raport cu folosirea prezentă sau viitoare a acestui teritoriu, fără a neglija particularităţile lui hidrogeologice.

### 8.3.1. DRENAJE CU FILTRE ACICULARE ŞI ELECTRODRENAJUL

În multe cazuri, execuţia unor obiective hidrotehnice sau de alt ordin întâmpină dificultăţi din cauza condiţiilor hidrogeologice: nivel freatic ridicat, scurgeri subterane abundente spre zona de fundaţie a construcţiei, stratificaţii variate cu materiale uşor friabile etc.

În ultimii ani, tehnica noastră a trebuit să facă faţă unor probleme extrem de dificile de protejare în timpul execuţiei îndeosebi a fundaţiilor nodurilor hidrotehnice din lunci (ex. în lunca r. Prut, la amenajarea complexă hidroameliorativă). Metodele folosite au variat: pereţi de palplanşe, filtre aciculare, epuismente ş.a.

*Drenajele cu filtre aciculare* pot folosi diferite tipuri de instalaţii, ca: agregate de filtre aciculare cu pompe autoamorsate, filtre cu ejector cu pompe centrifuge aşezate la suprafaţa terenului şi puţuri filtrante (în foraje) cu pompe submersate.

Fitrele aciculare se amplasează la distanţa de 0,80-1,30 m de jur împrejurul obiectivului – în construcţie – ce trebuie protejat, realizând coborâri ale nivelului freatic de 3-4 m (amplasare neetajată) şi până la 10-15 m (amplasare etajată) – fig. 8.10.

Pentru coborâri mai importante ale apelor subterane (10-20 m) se folosesc instalaţii cu ejector de adâncime; iar pentru coborâri > 20 m se folosesc puţuri filtrante (foraje cu pompe de adâncime.

Filtrele aciculare se introduc în teren folosind un jet de apă sub presiune, care antrenează materialul asemănător hidromecanizării după ce a deschis supapa de la baza filtrului.

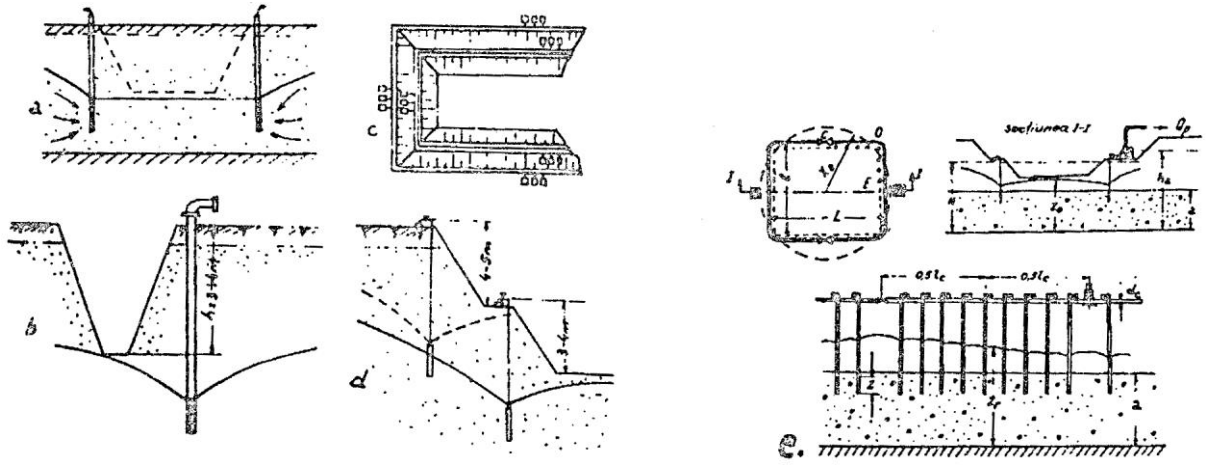


**Fig. 8.10.** Schema amplasării şi funcţionării filtrelor aciculare (a, b, c, d) şi schema de calcul (e): a) caz general, b) aşezarea instalaţiei de filtre aciculare pentru o tranşee, c) şi d) aşezarea etajată a instalaţiilor de filtre aciculare în vederea coborârii nivelului apei pentru o săpătură.

La proiectarea sistemului de drenaj cu filtre aciculare interesează:

– săgeata curbei de depresie $z_0$ faţă de stratul impermeabil, de bază;

– nivelul piezometric $z_r$ al puţului situat la mijloc;

– debitul total ce trebuie pompat $Q_p$.

Metodele de calcul ce se aplică trebuie să ţină seamă de funcţionarea concomitentă a întregii instalaţii de filtre.

După R.R. Argunov, coborârea $S$ a nivelului freatic într-un punct oarecare M, datorită unui singur filtru, se află cu:

$$S = \frac{q}{2\pi ka}\frac{a-l}{l}\left(\operatorname{arcsh}\frac{l}{x} - \operatorname{arcsh}\frac{l}{R}\right) + \ln\frac{R}{x} \tag{8.11}$$

în care:

$q$ este debitul pompat din filtru acicular;

$K$ – coeficientul de filtraţie al pământului;

$a$ – grosimea stratului acvifer;

$l$ – lungimea părţii filtrate;

$x$ – distanţa (pe orizontală) dintre filtru şi punctul considerat M;

$R$ – raza de acţiune a filtrului.

În cazul aşezării filtrelor într-un contur circular, sau o altă formă (pătrat, dreptunghi) la care raportul laturilor să fie < 1,5, se poate folosi ca relaţie de calcul pentru coborârea nivelului freatic în centrul incintei ($S_c$):

$$S_c = nS = \\ = \frac{q}{2\pi ka}\frac{a-l}{l}\left(\operatorname{arcsh}\frac{l}{r} - \operatorname{arcsh}\frac{l}{R}\right) + \ln\frac{R}{r} \tag{8.12}$$

în care:

$n$ – reprezintă numărul de filtre;

$q$ – reprezintă debitul unui filtru;

$r$ – raza puţului;

restul termenilor au aceeaşi semnificaţie ca mai sus.

În cazul filtrelor cu ejector, debitul de pompare (la care se calculează instalaţia) se poate afla cu:

$$Q = \frac{nka\left(1 + \frac{P_{vac}}{a}\right)}{\ln\frac{R}{r}} \tag{8.13}$$

în care:

$a$ este grosimea stratului acvifer;

$P_{vac}$ – vacuumul efectiv menţinut în jurul filtrului, care se determină ţinându-se seamă de pierderile de presiune prin filtru;

$L$ – lăţimea zonei de depresionare a apei subterane;

restul termenilor au aceeaşi semnificaţie.

*Electrodrenajul* a devenit necesar din cauza eficienţei reduse a drenajelor descrise (drenaje orizontale, verticale, filtre vacuumate ş.a.) în terenurile cu permeabilitate foarte redusă ($k$ < 0,1 m/zi).

Prin electrodrenaj se poate extinde domeniul de drenare al pământurilor şi în cazul când $k$ variază între 0,1 şi 0,02 m/zi.

Drenajul electric se bazează pe dirijarea curentului de apă subteran prin electroosmoză (în pământuri curentul electroosmotic este dirijat dinspre anozi spre catozi).

O aşezare raţională a electrozilor poate conduce (dirija) curentul subteran în direcţia dorită, în scopul combaterii fenomenelor de instabilitate a taluzelor, datorită acţiunilor hidrodinamice.

Casagrande diferenţiază două scheme de aplicare a electroosmozei pentru schimbarea direcţiei curentului subteran (fig. 8.11).

Primul caz se referă la protejarea unei gropi de fundaţie contra fenomenului de instabilitate produs prin infiltrarea curentului subteran pe sub peretele de palplanşe, ce antrenează şi materialul (pământ curgător).

Prin instalarea anozilor în exterior şi de-a lungul peretelui de palplanşe şi a catozilor în interior, curentul subteran îşi schimbă direcţia, ocolind tranşeea.

Cazul al doilea se aplică când curentul subteran apare la taluzul interior al unui debleu şi trebuie să se evite procesul de alunecare.

Printr-o aşezare corectă a anozilor, curentul subteran poate fi îndepărtat de taluz şi dirijat spre interiorul malului sau paralel cu acesta, conducând astfel la consolidarea lucrării.

Această metodă poate avea o largă aplicare în faza de execuţie a unor canale în debleu, ce intersectează straturi acvifere ce produc surparea taluzelor prin afuiere.

Metoda de drenaj electroosmotic intensifică acţiunea filtrelor aciculare; în dreptul filtrelor aciculare, care sunt legate la catodul unei surse de curent electric continuu, se înfig nişte tuburi (sau bare) metalice care sunt legate la anodul aceleiaşi surse de curent.

Instalaţia din fig. 8.11 asigură drenarea pământurilor cu $K$ = 0,02 m/zi.

În funcţie de compoziţia granulometrică a pământului, domeniul de aplicare al drenării electro-osmotice este reprezentat (Casagrande) în graficul din fig. 8.11.a).

Consumul de energie electrică pentru drenare se apreciază la 0,1-1,0 kWh/m$^3$ şi poate ajunge până la 10 kWh/m la săpături de dimensiuni mici.

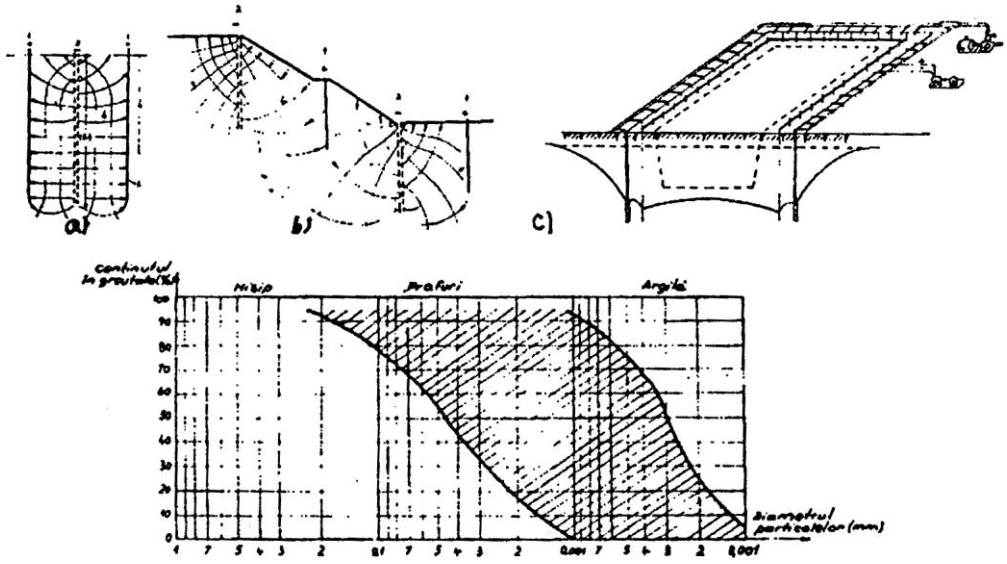



**Fig. 8.11.** Schema de aplicare a electro-osmozei pentru schimbarea direcţiei curentului de apă subteran: a) apărarea unei gropi de fundaţie; b) prevenirea alunecării unui taluz; c) schema drenării cu ajutorul electro-osmozei folosind filtrele aciculare drept catod; d) limite de golire a drenării electro-osmotice.

## 8.3.2. DRENAJE PENTRU PROTECŢIA GROPILOR DE FUNDAŢIE

Pentru protecţia gropilor – incidentelor – de fundaţie, se adoptă în tehnică o gamă largă de soluţii şi tehnologii, dominante fiind cele care vizează coborârea nivelului stratului acvifer (1°) şi protecţia prin ecrane de etanşare şi pereţi mulaţi (2). Acestea se adoptă în funcţie de condiţiile naturale (geologice, hidrogeologice, hidrografice ş.a.), de importanţa şi structura obiectivelor de realizat, de tehnica de care se dispune în organizarea de şantier ş.a.

1°. Coborârea stratului freatic

Pentru a se putea executa în uscat lucrările de terasamente şi fundaţii, se foloseşte soluţia coborârii nivelului stratului freatic din perimetrul gropii sau incintei de fundaţii. Soluţia se preferă în cele mai frecvente cazuri cele prin epuismente directe în fundul gropii de fundaţie (fig. 8.12.a), care poate fi însoţită într-o serie de situaţii de grave consecinţe.

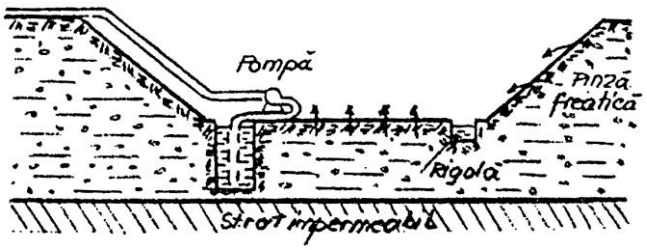



**Fig. 8.12.a.** Protecţia gropii de fundaţie prin epuisment direct.

Epuismentele directe se realizează prin amenajare în fundul gropii a unor rigole care colectează şi transportă apa spre puţuri colectoare, din care este refulată în exterior prin pompare. Metoda epuismentelor dă rezultate satisfăcătoare chiar în cazul debitelor de infiltraţie foarte mari (3-4 $m^3/s$), când uvrajele şi organizarea de şantier sunt adaptate acestui scop.

Epuismentele directe prezentând însă o serie de neajunsuri, chiar la debite mici, obligă proiectantul să reflecteze serios în adoptarea soluţiei de protecţie a incintei de fundaţie.

Aceste neajunsuri provin din imposibilitatea controlării riguroase a apei ce se infiltrează prin taluzele şi fundul incintei, în cazul epuismentelor directe şi, care pot provoca: antrenări de material fin, alunecări şi prăbuşiri de maluri, transformarea fundului gropii într-un adevărat nisip mişcător (chiar atunci când este construit din pietriş-nisip), cu consecinţe asupra organizării şantierului.

Când epuismentele directe se dovedesc neindicate, se recurge la soluţia *coborârii nivelului freatic înaintea execuţiei gropii de fundaţie,* în scopul suprimării integrale a infiltraţiilor prin taluze şi fund.

Pentru aceasta se amplasează pe perimetrul incintei de fundaţie un număr suficient de organe filtrante (coloane, puţuri, filtre aciculare) din care se va pompa apa infiltrată (fig. 8.12.b)

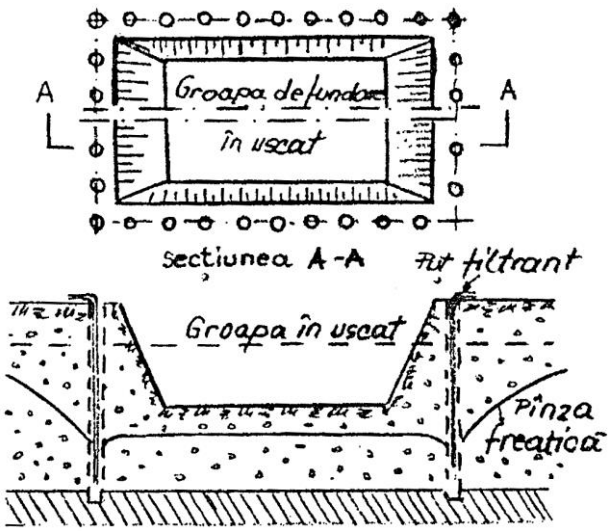



**Fig. 8.12.b.** Coborârea nivelului freatic. Amplasarea echipamentului.

Prin proiectarea acestei soluţii tehnologice de coborâre a nivelului freatic (fig. 8.13), trebuie să se fixeze distanţa dintre elementele filtrante, diametrul acestora, adâncimea de amplasare şi tipul de utilaj pentru pomparea apei.

Un rol important îl are în fixarea parametrilor de mai sus, permeabilitatea terenului şi poziţia stratului impermeabil faţă de fundul gropii de fundaţie.

Astfel, în *nisipuri fine,* în care debitul puţurilor este inferior celui care alimentează normal pânza freatică şi în care coborârea acesteia (prin pompare) se face lent, trebuie ca puţurile de pompare să se amplaseze foarte apropiate între ele, la distanţe de ordinul metrilor. Diametrul acestor puţuri este foarte mic, de 100 mm şi chiar mai puţin. Acestea sunt denumite în tehnică *filtre aciculare* şi au amplasarea ca în fig. 8.13.

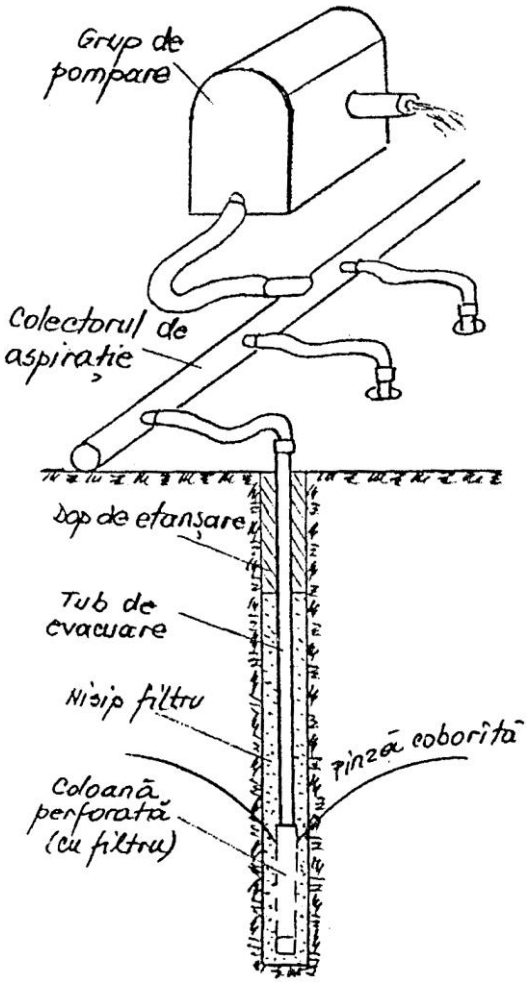



**Fig. 8.13.** Schema instalaţiei de coborâre a nivelului freatic prin coloane filtrante.

Filtrele aciculare se introduc în teren folosind un jet de apă sub presiune, care antrenează materialul după ce a deschis supapa de la baza filtrului.

– în nisipuri şi pietrişuri debitele fiind mari, sunt necesare puţuri cu diametrul de ordin 400-600 mm şi cu amplasarea la distanţe medii de 10 m şi maxime de 15-20 m. Exploatarea acestor puţuri se face în general prin grupuri de pompare submerse (fig. 8.14).

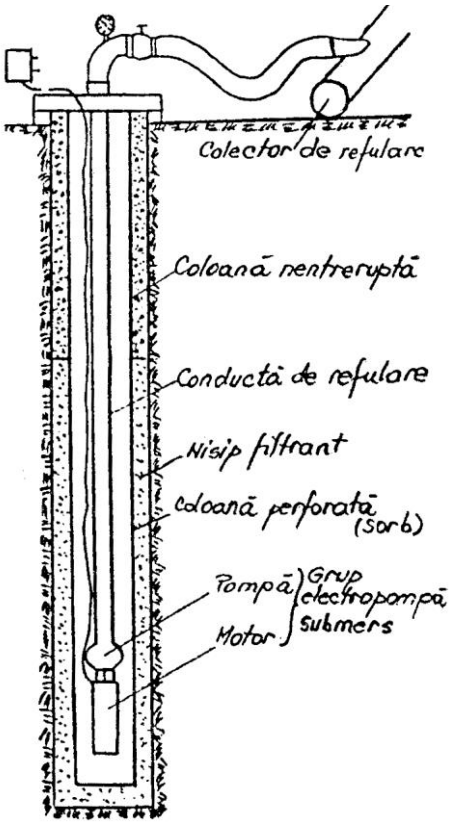



**Fig. 8.14.** Secţiune schematică printr-un puţ filtrant exploatat prin grup de electropompe submers.

Adâncimea puţurilor este condiţionată de necesitatea situării curbei de depresie, realizată prin pompare, sub adâncimea fundului incintei de fundaţie.

În tehnica drenajelor verticale există relaţiile de calcul cu ajutorul cărora se determină numărul de puţuri, adâncimea lor şi debitul de pompare, pentru a se obţine coborârea pânzei freatice la cotele cerute.

Debitul total necesar a fi pompat pentru coborârea pânzei freatice prin puţurile filtrante este superior debitului epuismentului direct.

În stabilirea parametrilor hidraulico-funcţionali şi constructivi ai drenajului vertical, prin puţuri filtrante, se iau în considerare şi aspectele economice pentru fixarea adâncimii de coborâre a pânzei freatice.

Tehnica coborârii nivelului freatic prin puţuri filtrante prezintă şi unele particularităţi care impun intervenţii suplimentare în tehnologia de execuţie.

Astfel:

– Când puţurile ajung la un strat impermeabil (fig. 8.15), drenajul nu coboară pânza freatică în interiorul incintei decât cu o cantitate care se poate aproxima la 3/4 din grosimea iniţială a pânzei. Dacă cota fundului incintei este inferioară celei de coborâre limită a pânzei freatice, trebuie să se prevadă un sistem de protecţie special la piciorul taluzelor, sau să se recurgă

la epuisment direct. În acest caz, epuismentul direct nu va avea efectele negative arătate în primele paragrafe întrucât presiunile curentului subteran (spre incintă) sunt reduse, la adăpostul puţurilor filtrante.

– Când pânza freatică este cantonată în nisipuri foarte fine (v. fig. 8.15), se poate organiza o coborâre prin subpresiune (vacuum), ceea ce conduce la starea de depresiune a terenului care se găseşte deasupra nivelului pânzei. Acest procedeu permite desecarea gropii până la fundul impermeabil.

Meniscurile capilare menţin pânze în taluze, acestea putând fi chiar consolidate ca efect al presiunii atmosferice.

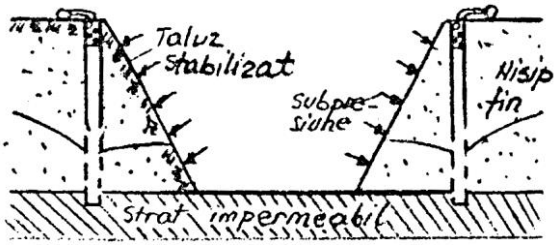



**Fig. 8.15.** Coborârea prin subpresiune în nisip fin.

– Dacă în amplasamentul fundului gropii de fundaţie există o formaţie cu o permeabilitate $K_2$ mai mică (de exemplu, de 10 ori mai mică) decât aceea ($K_1$) a stratului de deasupra, se va putea coborî nivelul freatic asemănător situaţiei enunţate deja prin fig. 8.15. Dacă însă trebuie să se adâncească groapa de fundaţie în acest strat puţin permeabil, se impune introducerea unui ecran de protecţie etanş (fig. 8.16).

În caz că ecranul nu este suficient de adânc, trebuie să se completeze soluţia cu încă o serie de puţuri filtrante, pentru a se evita apariţia infiltraţiilor şi afuierilor.

– Dacă se prezintă situaţia din fig. 8.16, când stratul de la suprafaţă puţin permeabil ($K_1$) acoperă un strat cu o permeabilitate mare ($K_2$) sau foarte mare (nisip, pietriş, roci foarte fisurate), coborârea nivelului freatic se face prin pompări din stratul permeabil, întrucât prin acest strat se face alimentarea cu apă.

Puţurile filtrante se amplasează în una sau mai multe centuri, la cote diferite, după adâncimea la care trebuie să se coboare nivelul freatic şi după natura utilajului de pompare:

– când se dispune de electropompe submersibile, cu posibilitatea de a se echipa fiecare puţ, atunci oricare este adâncimea de coborâre necesară a nivelului freatic, se adoptă soluţia unei singure centuri de puţuri de drenaj;

– când se dispune însă de pompe de suprafaţă, cu adâncimi de aspiraţie sub 6-7 m, atunci adâncimea la care trebuie să se coboare pânza freatică impune numărul de centuri de puţuri de drenaj (fig. 8.17).

Această ultimă soluţie se aplică întotdeauna în cazul tradiţional al filtrelor aciculare.

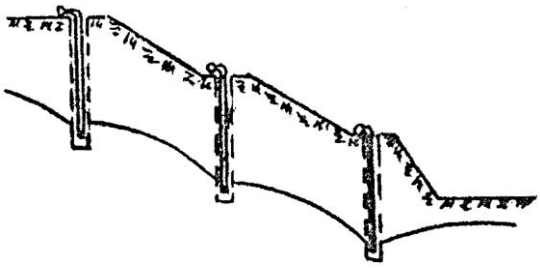


**Fig. 8.17.** Coborârea nivelului freatic prin mai multe centuri de puţuri filtrante, amplasate etajat folosind pompe de suprafaţă şi colectoare.

## 8.4. DRENAJE PENTRU EPANDAJ

În cazul asanării individuale sau colective (epandaj) s-a evidenţiat soluţia prezentată în fig. 8.18 pentru terenuri plane, care necesită tuburi şi piese speciale (ex. EPANTUB), cu rezistenţa mecanică mare.

Când permeabilitatea terenului o permite, apele uzate gospodăreşti pot fi răspândite şi filtrate în acest teren, folosind soluţia de drenaj înscrisă în fig. 8.18, în care se poate urmări:

– Structura şi amplasamentul instalaţiei de drenaj pentru epandaj

– Adâncimea de amplasare şi distanţele minime restrictive faţă de anumite obiective (surse de apă, locuinţe, plantaţii etc.). Adâncimile se adoptă minim posibile pentru considerentele de permeabilitate şi circulaţie a aerului; ambele fiind mai intense la suprafaţă.

– Lungimea totală a tranşeelor, respectiv a liniilor de drenuri este determinată de capa-

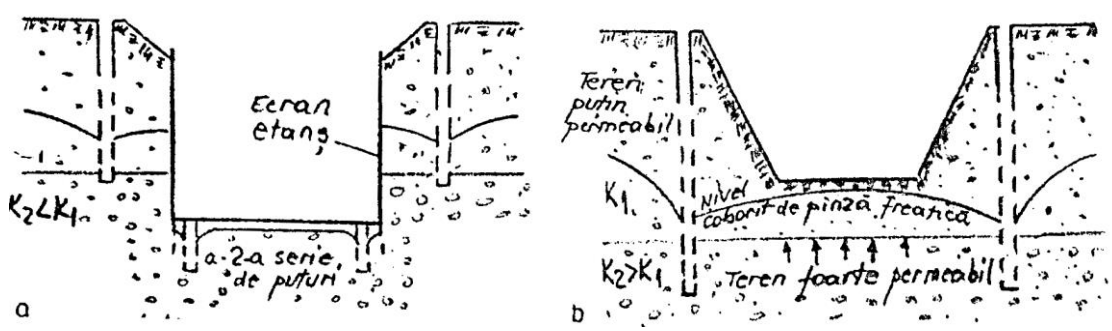



**Fig. 8.16.** Coborârea pânzei freatice prin mai multe straturi cu permeabilităţi diferite: a – $K_2 < K_1$; b – $K_2 > K_1$.

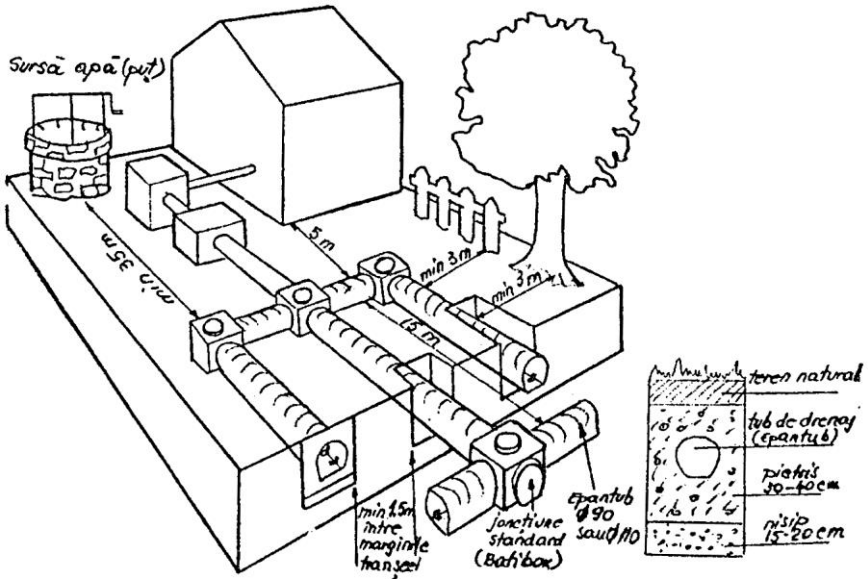



**Fig. 8.18.** Împrăştierea apelor uzate pe teren plan.

citatea de filtrare a solului şi de talia locuinţei. Astfel pentru o locuinţă obişnuită şi în cazul unui teren cu permeabilitate medie, este necesar să se prevadă 3 tranşee de câte 15 m (suprafaţa necesară minimă a zonei rezervată pentru epandaj este, în acest caz, de 150-200 $m^2$).

Soluţia de împrăştiere a apelor uzate amenajare pe terenuri cu pantă mare se dă în fig. 8.18.

Toate cuplajele (joncţiunile) se fac prin piese speciale realizate de EPANTUB) în sistemul universal BATIBOX.

Tuburile de drenaj prin care se realizează epandajul (în soluţia EPANTUB), se prezintă ca în fig. 8.19.

Aceste tuburi se fabrică din PVC neplastificat, cu Ø 90 şi 110 mm, având forma unui tunel cu cunetă, care la partea superioară este inelat.

Materialul de PVC neplastificat rezistă şi la toţi agenţii chimici naturali conţinuţi în sol.

Cuneta are o serie de fante special studiate pentru a asigura o bună răspândire a apei (efluentului) în tranşeea filtrantă.

Cuplarea tuburilor între ele se face prin manşonare.

Tuburile din PVC neplastificat cu diametrul de 90 şi 110 mm, iar lungimea de 6 m.

Deschiderea orificiilor de distribuţie este de 5 mm, asigurând o suprafaţă de distribuţie suficient de marc la metru liniar de tub.

Din cele prezentate se reţine:

– EPANTUB-ul este folosit pentru împrăştierea (epandaj) apei provenită din gospodării (individuale sau colective) – fose septice, mini şi microstaţii, decantoare etc. – în scop de epurare primară. La aceasta contribuie în foarte mare măsură şi grosimea şi calitatea filtrului din jurul tubului, care în acest caz se recomandă să fie pietriş (un strat de 30-40 cm).

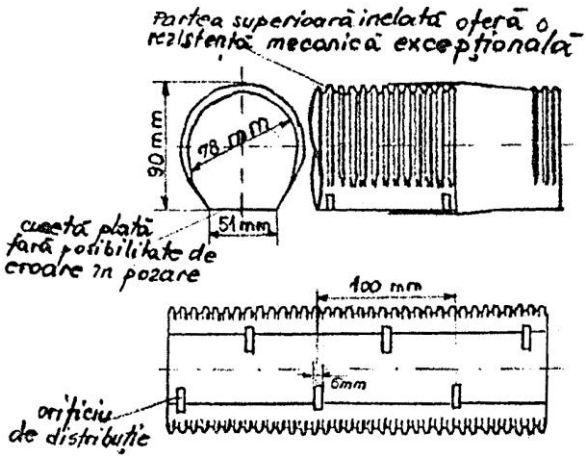



**Fig. 8.19.** Tuburi de epandaj tip EPANTUB.

Capitolul 9

# METODE PENTRU ACCELERAREA EFECTULUI DRENAJULUI. COLMATAREA

## 9.1. TERENURILE CE RECLAMĂ AMELIORAREA PRIN COLMATARE

Luncile râurilor reprezintă surse importante pentru economia ţării noastre, prin întinsele lor suprafeţe, prin marele şi favorabilul câmp de activitate pe care îl oferă agriculturii şi altor sectoare economice – pisciculturii, stuficulturii ş.a.m.d.

Delta şi Lunca Dunării, cât şi luncile râurilor interioare, însumează circa 1.000.000 ha care ar putea fi valorificate prin amenajări corespunzătoare legate de dirijarea regimului de apă – în exterior şi interior – precum şi de îmbunătăţirea calităţii solului, cu deosebire în luncile de tip stratificat, în depresiuni, în bălţi, albii vechi etc.

În funcţie de condiţiile naturale şi economice se stabilesc măsurile de ameliorare, care diferă şi după tipul de luncă (stratificată, granulată). Aceste măsuri se pot împărţi în două grupe, faţă de elementul excedentar sau deficitar, apa: în prima grupă intră lucrările de amenajare a bazinelor hidrografice respective şi în grupa a doua se cuprind lucrările ce au scopul de a regulariza regimul de apă în solul unităţii (poate fi o luncă îndiguită şi apărată de apele din exterior).

După lucrările pregătitoare de scurgere a bălţilor, defrişare, destufizare, desţelenire şi nivelare, în baza unui plan coordonat de organizare a teritoriului se execută amenajările de desecări, drenaje şi irigaţii.

În cazul luncilor stratificate se mai pune o problemă importantă: îmbunătăţirea calităţii solului, prin transportul şi depozitarea pe suprafaţa luncii a unor materiale (aluviuni), care să ducă la îmbunătăţirea texturii terenurilor.

Această operaţie, care poartă numele de *colmatare,* se indică şi în alte cazuri: asanarea unor bălţi prin ridicarea fundului lor, ca măsură sanitară, astuparea unor albii vechi, nivelarea unor depresiuni, crearea de platforme insubmersibile pentru obiective de construcţii civile sau industriale.

Colmatarea are însă rolul principal de a ridica, în scop agricol, cota terenului deasupra apelor freatice, pentru a crea un strat activ de sol necesar dezvoltării sistemului radicular al plantelor.

## 9.2. SOLUŢII, TEHNICI ŞI TEHNOLOGII DE COLMATARE

Se cunosc două metode de colmatare: artificială şi naturală.

*Colmatarea artificială.* Materialul este extras din cariere de pământ sau gropi de împrumut din albia minoră a cursului de apă şi transportat în depresiunea de colmatare cu ajutorul apei.

Colmatarea artificială este indicată în anumite situaţii, de exemplu când umplerea unei depresiuni sau bălţi se face cu material rezultat din săparea unui canal situat în apropiere, sau prin dragajul şenalului navigabil etc.

Colmatarea artificială este folosită frecvent la noi în ţară, în scopul amenajării unor platforme insubmersibile, pentru diverse obiective: Delta Dunării la Maliuc pentru construirea staţiunii experimentale stuficole, Turnu-Măgurele (malul Dunării) pentru construirea Combinatului chimic, la Mamaia pe litoral pentru diverse construcţii etc.

În fig. 9.1 este reprezentată schematic tehnologia de execuţie prin hidromecanizare a platformei Combinatului chimic Turnu-Măgurele executat în mai multe faze, cu material dragat din albia minoră a Dunării.

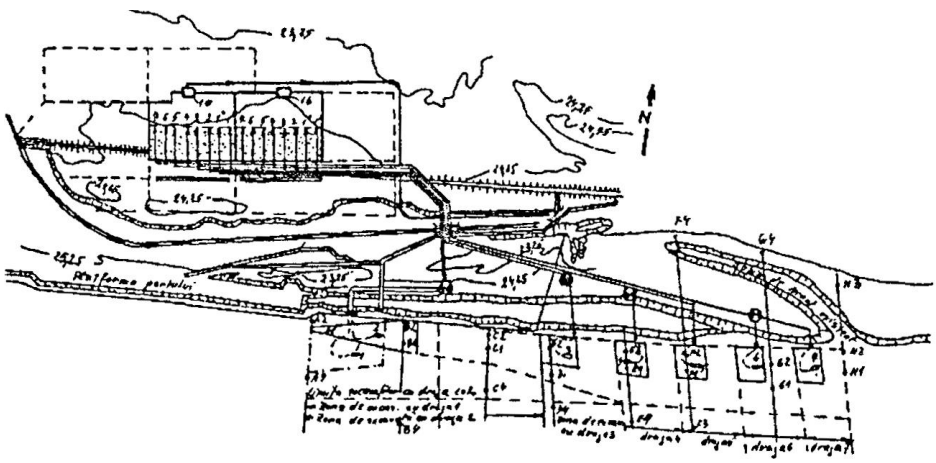


**Fig. 9.1.** Plan de situaţie cu schemă de excavaţie şi umplere prin hidromecanizare.

Lucrările preliminare sunt: defrişarea şi decopertarea stratului vegetal pe o adâncime de 0,3 m, apoi compartimentarea prin execuţia figurilor (cu screpere şi buldozere). În cazul unor diguri sau baraje mari se poate folosi tot hidromecanizarea pentru execuţia acestora. Apoi urmează execuţia sistemului de evacuare prin deversare a apei limpezite (decantate), amplasarea staţiilor de repompare montarea conductelor de refulare şi instalarea dragilor. Urmează realizarea propriu-zisă a rambleului conform schemei din fig. 9.2. La proiectarea colmatării prin hidromecanizare trebuie rezolvate următoarele: determinarea volumului de pământ necesar umpluturii (v. colmatarea naturală) şi evaluarea rezervelor de pământ disponibile în zăcământ (carieră).

Cunoscându-se adâncimea de dragare, cotele apelor râurilor, distanţele dintre profilele topografice şi lungimile între aceste profile transversale, se pot determina volumele disponibile de pământ.

Timpul de execuţie $T$ se determină din relaţia:

$$T = \frac{V}{n \cdot q} \text{ (ore)} \qquad (9.1.)$$

în care:

$V$ este volumul de pământ necesar umpluturii, în $m^3$;

$q$ – productivitatea unei drage, în $m^3$ de pământ pe oră

$n$ – numărul de drage.

*Colmatarea naturală.* Se obţine făcând să treacă peste terenul de ameliorat apele încărcate cu aluviuni ale unui curs de apă, care, stagnând sau scurgându-sc cu o viteză foarte redusă, provoacă colmatarea terenului prin decantarea particulelor solide.

Înainte de a aplica colmatarea trebuie efectuat un calcul economic, pentru a stabili dacă nu este mai avantajos să se aplice una din metodele de desecare, drenaj, clasice, deoarece colmatarea prezintă, pe lângă avantaje, şi o serie de neajunsuri, ca: necesită timp îndelungat; terenurile nu pot fi folosite pentru agricultură în timpul colmatării; după terminarea colmatării instalaţiile şi lucrările efectuate pentru executarea ei devin inutile; în timpul colmatării condiţiile sanitare locale sunt deficitare.

Colmatarea naturală, în schimb, prezintă următoarele avantaje: materialul depus fertilizează terenul; printr-o dirijare pricepută materialul decantabil poate fi distribuit astfel încât să se obţină coame, pe care vor fi trasate eventual viitoarele canale de irigaţii şi talveguri, pentru viitoarele canale de evacuare şi se poate obţine un profil de sol cu stratificaţia dorită: materialul grosier la bază şi mai fin la suprafaţă. Odată colmatarea terminată, cheltuielile de exploatare se reduc la exploatarea agricolă a terenurilor, pe când în cazul eliminării apei prin desecare-drenaj cheltuielile necesare pompării sunt permanente.

În *tehnică se evidenţiază:* colmatarea intermitentă (cu: decantare totală; decantare parţială); şi colmatarea continuă (cu: decantare parţială; decantare totală).

*Colmatarea intermitentă* se aplică, în special, atunci când viiturile mari ale râului au loc la intervale îndepărtate, dar aduc, în schimb, mari cantităţi de aluviuni.

*Colmatarea continuă* poate fi adoptată pentru un teren cu relief variat, însă metoda necesită un timp mai îndelungat.

Pentru ca la colmatarea continuă să se producă depunerea particulelor cu un anumit diametru $d$, trebuie îndeplinite condiţiile hidraulice ale decantării.

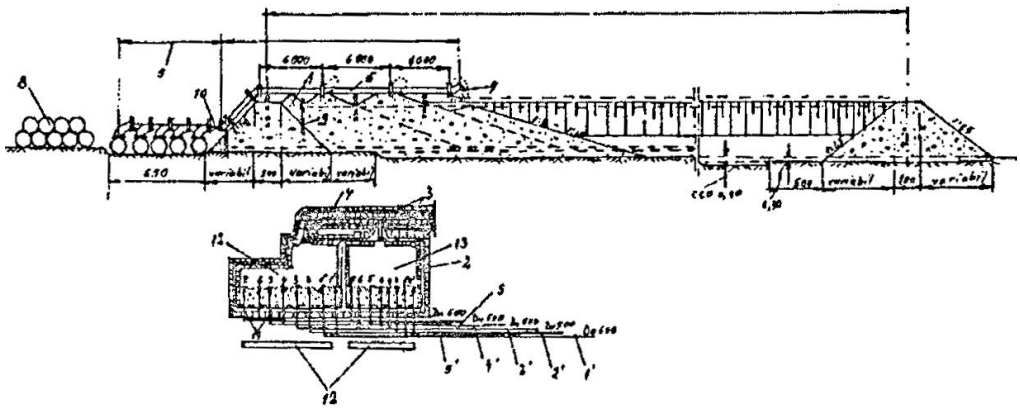


**Fig. 9.2.** Schema tehnologică de umplere prin hidromecanizare: 1 – dig pentru supraînălţare executat cu screperul; 2 – dig de compartimentare; 3 – digurile canalului de evacuare; 4 – canal de evacuare; 5 – conducte de refulare; 6 – conducte de distribuţie; 7 – stuţ pentru vărsarea nămolului ($D_n$ = 500); 8 – depozit pentru conductele de distribuţie; 9 – capră de lemn; 10 – vane; 11 – loc pentru depozitarea conductelor de distribuţie;12 – compartiment în care se refulează; 13 – compartiment în care se face prelungirea conductei de distribuţie.

## 9.3. ELEMENTELE CONSTRUCTIV-FUNCŢIONALE ALE COLMATĂRII

În amenajările de colmatare avem: priză de apă, canalul de aducţiune, digurile de compartimentare şi de centură, bazinul de colmatare, deversoarele, instalaţii de evacuare, canalul de evacuare.

*Bazinul de colmatare.* Suprafaţa care urmează să fie colmatată se înconjoară cu diguri de centură pentru

a menţine apa cu suspensii adusă, formând prin digurile de compartimentare, subbazinul de colmatare.

Lungimea sub-bazinului *L,* adâncimea apei *H,* viteza de sedimentare $V_S$ şi viteza longitudinală a apei în subbazin *V* trebuie să fie într-o relaţie de asemănare de triunghi între:

$$\frac{L}{V} = \frac{H}{V_S} \tag{9.2}$$

de unde se poate determina lungimea minimă *L* necesară a sub-bazinului pentru a realiza decantarea.

Durata depunerii unei particule va fi.

$$t = \frac{H}{V_S} \tag{9.2'}$$

Sub-bazinul de colmatare are suprafaţa de max. 5-10-15 ha.

*Priza de apă*. În funcţie de condiţiile locale, priza de apă se poate construi de tipul „cu sau fără bataj în albie". Admisia în canal trebuie să fie de tipul stăvilarului regulator cu vane sau de tipul deversorului cu prag lat, având posibilitatea captării apei pentru colmatare şi apoi după realizarea colmatării, a realizării captării debitului pentru irigaţii.

*Canalul de aducţiune.* De la centrul de priză pleacă canalul de aducţiune, care transportă apa încărcată cu aluviuni până la bazinele de colmatare. La proiectarea canalului calculul trebuie făcut în cele două ipoteze: corespunzătoare primei faze, când instalaţia se pune în funcţiune şi viteza apei are valori maxime cu pantă maximă, şi corespunzătoare fazei doi la sfârşitul procesului de colmatare când panta şi viteza de transport a apei devin minime, canalul având rol de alimentare pentru irigaţii. Dacă suprafaţa de colmatat este mică şi alcătuită dintr-un singur bazin, canalul de aducţiune se varsă direct în acesta. În cazul când suprafaţa este mare şi împărţită în mai multe bazine, canalul de aducţiune se ramifică trimiţând materialul purtat în fiecare bazin, iar fiecare bazin având evacuarea sa proprie. '

Traseul canalului trebuie să fie cât mai drept pentru a evita depunerile de material.

*Digurile de compartimentare*

Digul principal de centură, care limitează şi apără suprafaţa de colmatat, trebuie să aibă o înălţime de siguranţă mai mare chiar decât aceea care se dă digurilor longitudinale de apărare a luncilor împotriva inundaţiilor. Cota coronamentului digului de centură *Q* se stabileşte cu 0,5 m peste nivelul maxim al apei din bazin $H_{\max}$ plus înălţimea de spargere a valului $h_v$, adică:

$$C_d \geq H_{\max} + H_v + 0{,}5\,\text{m} \tag{9.3}$$

Secţiunea digurilor de centură, ca şi a celor de compartimentare este de formă trapezoidală, cu taluzele neegale la digurile de centură şi egale la cele de compartimentare.

Digurile de compartimentare se pot face de tip submersibil, în cazul când trebuie să admită trecerea apei la o anumită cotă, dintr-un bazin într-altul, sau de tip insubmersibil, în care caz sunt prevăzute cu deversoare speciale cu prag mobil. Materialul necesar pentru construirea digurilor de compartimentare se ia din gropi de împrumut situate în interiorul bazinului, care în scurt timp se colmatează. Umplerea cu apă cu suspensiile începe de la cel superior, trecându-se treptat spre cele inferioare.

În sectoarele în care colmatarea a ajuns la cota necesară, procesul este oprit prin închiderea admisiei apei. Aceste sectoare se separă de celelalte şi se dau în exploatare agricolă. Pentru asigurarea unei stratificaţii corespunzătoare a depunerilor, este indicat ca fiecare bazin să primească apa direct din canal.

*Deversorul.* Trecerea apei din bazine în canale de evacuare se face cu deversoare cu prag lat la care se supraînalţă creasta de deversare cu ajutorul unor dulapi funcţie de depunerile realizate, lăsând să deverseze doar apa decantată (limpezită).

În multe cazuri înălţimea de colmatare realizată poate conduce la necesitatea evacuării în recipient prin instalaţii de racordare a biefurilor de tipul treptelor de cădere.

Dacă există pericolul ca apele mari, la trecerea lor prin recipient să inunde canalul de evacuare se instalează în punctul de vărsare un stăvilar de apărare cu una sau mai multe deschideri.

*Cota de colmatare şi volumul de material necesar.*

*Cota de colmatare* a terenului trebuie să fie astfel calculată, ca în cele mai joase puncte ale suprafeţei să fie atins şi menţinut un nivel superior normal de drenaj *z* şi totodată să fie asigurată evacuarea gravitaţională a apei în recipient. Se va urmări ca panta viitoarelor canale de desecare să poată fi cel puţin 0,1-0,25%.

Nu trebuie pierdut din vedere faptul că între nivelul maxim al apei din canalul de evacuare *m* la punctul de descărcare în emisar şi cota punctelor celor mai joase ale terenului desecat (prin canalele de lungime *L, L', L''* cu pantele *I, I', I''*), pentru realizarea normei de drenaj *z*, trebuie să existe o relaţie, care să asigure evacuarea gravitaţională, a întregii suprafeţe colmatate. Prin urmare, cota minimă *h,* pe care orice punct intern al zonei trebuie s-o prezinte, odată colmatarea şi tasarea terminate, pentru a se putea asigura evacuarea gravitaţională, este:

$$h = m + z + I \cdot L + I' \cdot L' + I'' \cdot L'' \tag{9.4}$$

În figura 9.3. a,b se dau planurile cotate ale unei suprafeţe înainte şi după colmatare, cu crearea liniilor de talveguri şi coame, pe unde se vor trasa viitoarele

canale de evacuare şi irigaţie. Din comparaţia celor două planuri rezultă volumul materialului necesar pentru ridicarea nivelului terenului de colmatat până la cota proiectată după terase. În exemplul considerat în fig. 9.3 se considera $m + z = 1{,}50$ m, cota pe care terenul colmatat trebuie să o prezinte în punctele joase, pentru a putea evacua apa în recipient şi 2,80 m cota cea mai înaltă a zonei din amonte unde cota terenului coincide cu aceea obţinută prin calcul.

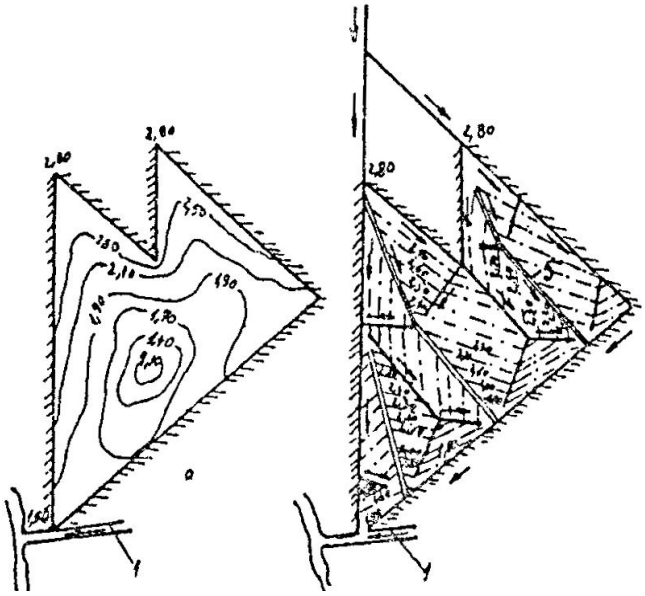


**Fig. 9.3.** Planul de situaţie al unui teren: a – înainte de colmatare; b – după efectuarea colmatării; 1 – recipient; 2 – curbe de nivel; 3 – limita zonei; 4 – curs colmator şi canal de aducţiune; 5 – canale de evacuare; 6 – curbe de nivel.

*Volumul de material necesar colmatării* poate fi dat de diagrama volumelor raportată la două axe de coordonate: ordonanţa pentru cote şi abscisa pentru suprafeţe, fig. 9.4.

Linia A, B, C, D, E, F, G, H, L reprezintă distribuţia altimetrică a suprafeţelor înainte de colmatare, iar linia A', B', C, D', E', F', H', L' reprezintă distribuţia altimetrică a suprafeţelor la terminarea colmatării. Suprafaţa cuprinsă între cele două linii din fig. 9.4 şi haşurată reprezintă volumul materialului necesar pentru colmatare, în afară de cel necesar pentru compensarea tasării terenului.

*Volumul de apă şi material cuprins în bazinul de colmatare,* în cazul colmatării naturale, volumul de apă care poate fi cuprins în bazinul de colmatare, pentru a se stabili dacă râul colmator este capabil să-l asigure. Suprafeţele cuprinse între orizontalele 1 şi 2 şi linia superioară A', B', C, D', E', F', G', H', L' (fig. 9.4), dau volumul maxim de apă pe care-l va putea cuprinde incinta de colmatat şi respectiv volumul minim de apă care va rămâne în această incintă atunci când deversorul va înceta de a mai funcţiona.

Notând cu $q_a$ debitul adus de canalul de alimentare din râul colmator în incintă, cu $q_e$ debitul care se scurge prin deversor, cu $V$ volumul de apă care poate fi înmagazinat în incinta de colmatat şi cu $T$ timpul care se scurge din momentul în care stratul de apă, ajuns la pragul de versorului, începe să treacă peste el şi până la terminarea scurgerii, expresia volumului de apă cuprins în incintă este:

$$V = \int_0^T (q_a - q_e)dT \qquad (9.5)$$

Cota cea mai ridicată a apei, de care depinde şi cota coronamentului digului, poate fi atinsă în momentul $T$; în acest moment, volumul $V$ dat de expresia (9.5) atinge valoarea maximă, adică atunci când

$$\frac{d}{dT}\int_0^T (q_a - q_e)dT = 0 \qquad (9.6)$$

ceea ce are loc pentru $q_a = q_e$

Rezultă că deversorul trebuie proiectat pentru trecerea unui debit $q_e = q_a$.

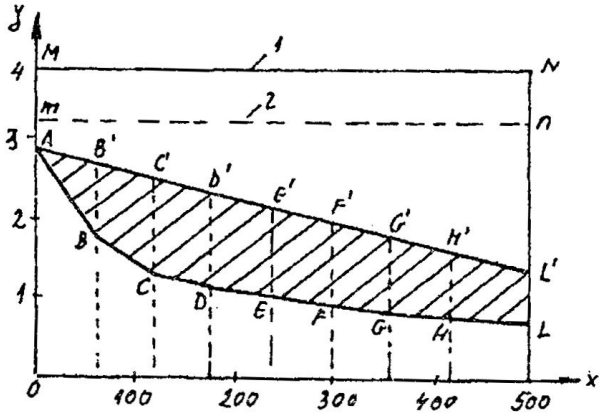



**Fig. 9.4.** Diagrama volumului de material necesar colmatării: oy – axa înălţimilor (m); ox – axa suprafeţelor (ha); 1 – înălţimea maximă a apelor de colmatare; 2 – linia deversorului.

*Tasarea terenului supus colmatării.* La proiectarea colmatării trebuie luată în consideraţie tasarea pe care o suferă terenul colmatat, care poate fi mai mare sau mai mică, în funcţie de: natura terenului (de obicei, este un fund de mlaştină), greutatea materialului depus şi metoda de colmatare aplicată. Având în vedere tasarea mare pe care o suferă terenurile colmatate este bine să se considere că înălţimea iniţială a materialului depus trebuie să fie dublul înălţimii definitive $h$, care reprezintă:

$\frac{5}{7}\cdot h$, tasarea terenului de fundaţie;

$\frac{2}{7}\cdot h$, tasarea materialului depozitat.

Prin urmare:

$$V_t = 2V = 2 \cdot hm \cdot S \quad (9.7)$$

Deci atunci când orice punct al zonei de colmatat a ajuns la cota:

$$h' = m + z + I \cdot L + I' \cdot L' + I'' \cdot L'' + \frac{h}{2} \quad (9.8)$$

colmatarea este terminată.

*Durata colmatării.* Orientativ, dacă se admite că: volumul solid transportat anual în bazinul de colmatare este $V_S$ şi că maximum trei sferturi din volumul solid transportat în bazin ($0{,}75 \cdot V_S$) se depune, volumul de material necesar pentru executarea colmatării $V_t$ (ţinându-se seamă şi de tasare) este $V_t = 2V$.

Timpul necesar pentru executarea colmatării este:

$$T_{(ani)} = \frac{2V}{0{,}75 \cdot V_S} = \frac{2V_t}{0{,}75 \cdot V_S} \quad (9.9)$$

Valoarea debitului solid anual se află din relaţia:

$$V_S = \rho_m \cdot \int_0^T q \cdot dt \quad (9.10)$$

în care:

$\rho_m$ este coeficientul procentual de aluviuni pe care îl transportă cursul colmator la debitul $q$;

$T$ este durata scurgerii debitelor maxime dintr-un an, cu procentul de aluviunii $\rho_m$ la care începe colmatarea.

Timpul în ani $T$, cât durează colmatarea, se mai poate afla din relaţia:

$$T = \frac{S \cdot H \cdot \gamma}{\sum (Q \cdot t) \cdot f \cdot \alpha} \quad (9.11)$$

în care:

$S$ este suprafaţa terenului de colmatat;

$H$ – înălţimea medie necesară a suprafeţei, inclusiv tasarea;

$\gamma$ – greutatea unităţii de volum de aluviuni;

$S$ – gradul de turbiditate a apei din râu;

$\sum Q \cdot t$ – volumul de apă admis în bazinul de colmatare în cursul unui an, la un grad de asigurare 0,75.

Capitolul 10

# PROIECTAREA CANALELOR DIN SISTEMELE DE DESECARE-DRENAJ PENTRU FUNCŢIONARE REVERSIBILĂ

## 10.1. SOLUŢII DE REGLARE PRIN TEHNICA OPRIRII SAU REDUCERII SCURGERII

Pentru utilizarea raţională a sistemelor de desecări-drenaje şi irigaţii, prin gospodărirea judicioasă a rezervelor de apă, reducerea investiţiilor de amenajare şi economisirea de energie se impune şi folosirea reversibilă a acestora.

Astfel, pe terenurile unde ascensiunea capilară nu provoacă sărăturarea secundară a solurilor, sistemele de desecare-drenaj care au avut rolul de evacuare a apelor în exces de pe suprafaţa terenului şi coborârea nivelului freatic pot fi folosite reversibil prin ridicarea nivelului apei în canale (prin reducerea, sau oprirea scurgerii cu ajutorul stăvilarelor de pe canale) şi alimentarea subterană a terenurilor, ducând la ridicarea nivelului freatic şi prin capilaritate asigurând subirigaţia culturilor agricole.

### 10.1.1. CORELAŢIA DINTRE NIVELUL FREATIC ŞI UMIDITATEA PROFILULUI DE SOL

Profilul de sol deasupra nivelul freatic este alimentat prin capilaritate şi umiditatea solului, aflată la saturaţie la nivelul freatic, descreşte spre suprafaţa solului.

Cunoscând legea de variaţie a umidităţii solului deasupra nivelului apei freatice, se poate stabili, în funcţie de constantele hidrofizice ale tipului de sol, care este adâncimea necesară a apei freatice ca la suprafaţa solului să avem umiditatea la capacitatea de câmp sau umiditatea la plafonul minim.

La drenajul subteran, de asemenea coborârea nivelului freatic este impusă pentru a se asigura o umiditate la suprafaţa solului mai mică sau egală cu capacitatea de câmp, coborârea este numită şi norma de drenaj *Z*.

Din studiile efectuate s-a dovedit că pe terenurile unde nu există pericol de sărăturare secundară, menţinerea nivelului freatic între limite care să asigure la suprafaţa solului o umiditate cuprinsă între $C_c$ şi $P_{min}$ duce la producţii agricole foarte bune.

De *exemplu:* prelucrând măsurătorile primare asupra variaţiei umidităţii profilului de sol deasupra nivelului freatic, s-au obţinut pe diferite tipuri de soluri din sistemul de desecare Aranca, jud. Timiş, diverse relaţii.

Pentru exemplificare, pe un *sol cernoziom tip freatic umed,* fig. 10.1, se stabileşte adâncimea nivelului freatic $Z = 0{,}9$ m care asigură capacitatea de câmp la suprafaţa solului $C_c$ = 22,4% şi adâncimea nivelului freatic $p$ = 2,5 m, care asigură plafonul minim la suprafaţa solului $P_{\min}$ = 16%.

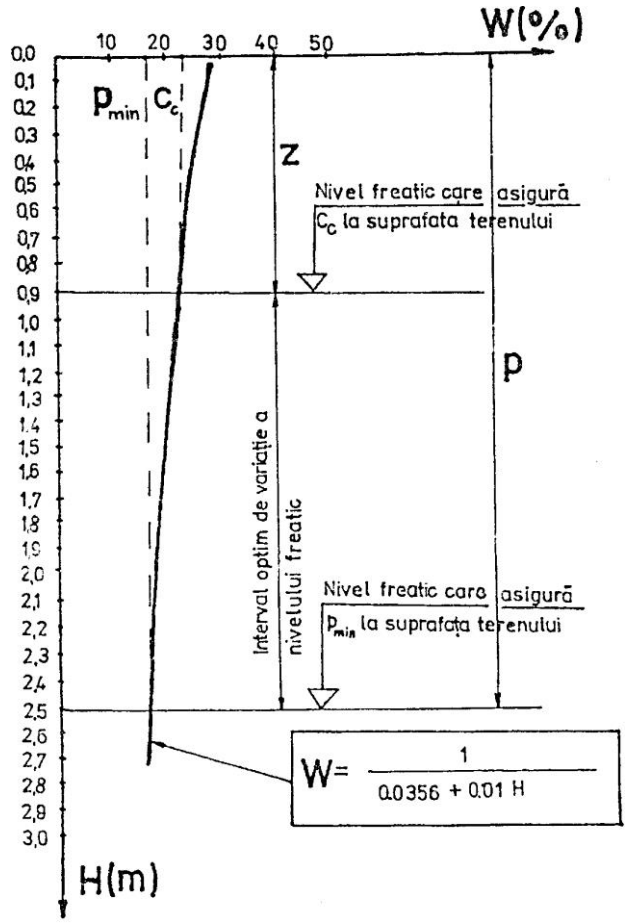



**Fig. 10.1.** Corelaţia dintre adâncimea nivelului freatic *H* şi umiditatea *W* la suprafaţa solului, pentru cernoziomul tipic umed din sistemul de desecare Aranca, jud. Timiş.

Relaţia care exprimă umiditatea solului *W* (%), la suprafaţa solului, în funcţie de adâncimea apei freatice *H* (m), determinată prin probe de umiditate, pentru exemplul luat, este:

$$W = \frac{1}{0{,}0356 + 0{,}01 \cdot H} \qquad (10.1)$$

### 10.1.2. CRITERII DE DRENAJ ŞI SUBIRIGAŢIE

Prin criterii de drenaj şi subirigaţie înţelegem în primul rând adâncimea la care trebuie menţinută apa freatică ($z$, $p$) şi în al doilea rând care este debitul de apă ($q$), care se poate filtra prin sol în cele două sensuri.

Criteriile de drenaj pentru specificul bazinului Aranca sunt valorile: $z$ = 0,8 m şi $q$ = 7 mm/zi.

Pentru subirigaţie când stratul activ de sol în care se dezvoltă rădăcinile plantelor este alimentat cu apă prin ridicarea capilară de la nivelul freatic, acesta trebuie alimentat cu evapotranspiraţia potenţială zilnică $E_{pz}$ care pentru raionul pedoclimatic exemplificat, la cultura de porumb este $E_{pz}$ = 6,2 mm/zi. Pentru a avea aceleaşi notaţii, vom considera evapotranspiraţia zilnică (consumul plantelor), egală cu debitul de drenaj, ţinând seamă şi de pierderi, adică $E_{pz} = q$ = 7 mm/zi, fiind un curent capilar ascendent.

Astfel, pentru drenaj şi subirigaţie, în condiţiile unui sol bine afânat se poate lua, în calculele de proiectare, valoarea, $E_{pz} = q = 7$ mm/zi pentru bazinul experimentat: Aranca, jud. Timiş.

## 10.2. MODELE DE CALCUL PENTRU DRENAJUL SUBTERAN REVERSIBIL ÎN SUBIRIGAŢIE

Pentru funcţionarea reversibilă a amenajărilor de desecare-drenaj şi subirigaţie, amenajarea se va proiecta în primul rând pentru desecare-drenaj şi apoi se vor calcula posibilităţile de subirigaţie.

În acest sens, pentru subirigaţie este necesară posibilitatea de închidere cu stăvilare a canalelor de desecare şi prin ridicarea nivelului de apă în canale la valoarea $H_c$, să se realizeze alimentarea cu apă a profilului de sol şi ridicarea nivelului freatic în limitele dorite $z$ şi $p$, adică să se atingă umidităţi ale solului la suprafaţa terenului (valoarea medic în stratul 0-25 cm) între capacitatea de câmp şi plafonul minim.

Pentru dimensionarea reţelei de canale de desecare şi a reţelei de drenaj se cunosc toate elementele necesare. Pentru drenajul subteran, considerându-se în schema de calcul (fig. 10.2) că tubul de dren lucrează doar cu jumătatea inferioară, relaţia de calcul pentru un profil de sol omogen este:

$$h = \frac{qD_v}{K} + \frac{qL^2}{8Kt_e} + \frac{qL}{\pi K}\ln\alpha\frac{D_0}{U} + \frac{qL}{K}\zeta if \qquad (10.2)$$

în care:

$$T_e = D_0 + \frac{h}{2}$$

$$D_v = h$$

$$U = \pi \cdot r_0$$

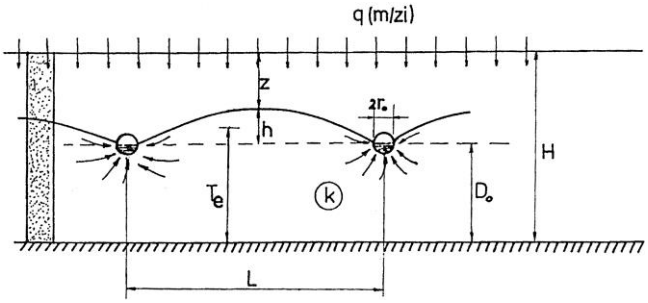



**Fig. 10.2.** Schema de calcul pentru drenaj.

Pentru subirigaţie se consideră schema de calcul fig. 10.3 şi fig. 10.4, tubul de dren lucrând cu întreaga circumferinţă, deci coeficientul pierderii de sarcină la ieşirea apei din dren şi filtru $\zeta_{if}$ va fi pe jumătate din valoarea considerată pentru drenaj.

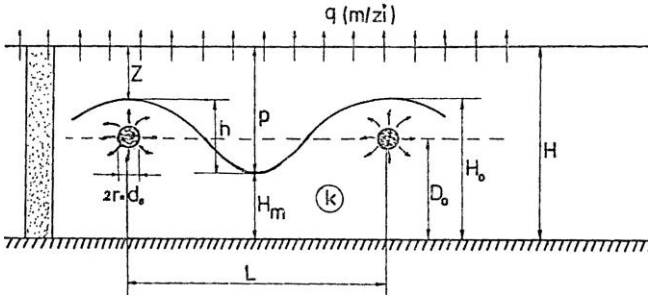



**Fig. 10.3.** Schema de calcul pentru subirigaţie.

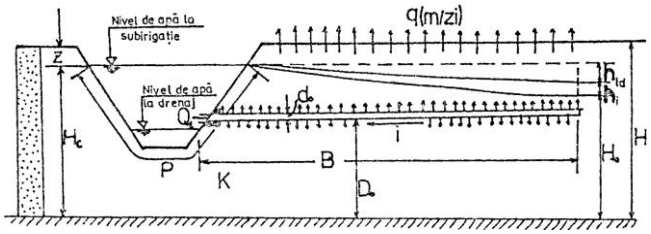



**Fig. 10.4.** Elementele reţelei de canale de desecare şi drenaje reversibile în subirigaţie.

Adâncimea apei în canal rezultă:

$$H_c = H_m + h + h_i + h_{ld} \qquad (10.3)$$

în care pierderea de sarcină în lungul tubului de dren după David are expresia:

$$h_{ld} = \frac{8Q_t^2}{\pi^2 g d_0^4}\left(\frac{\lambda}{3}\frac{B}{d_0} - 2\right) \qquad (10.4)$$

unde:

$Q_t$ este debitul total intrat în tub;

$\Lambda$ este coeficientul de rigurozitate.

Pierderea de sarcină la ieşirea apei din dren şi filtru are expresia:

$$h_i = \frac{qL}{2K}\zeta_{if} \qquad (10.5)$$

Sarcina $h = H_0 - H_m$ necesară subirigaţiei după I. David, este:

$$h=\frac{qL^2}{8KT_e}+\frac{qL^2}{4KH_m}\left\{\frac{\alpha-1}{\alpha+1}+\frac{2H_m}{\pi L}\cdot\ln\frac{1}{2^{\alpha}\left[\left(1+\cos\frac{\pi D_0}{H_0}+\frac{\pi r_0}{H_0}\sin\frac{\pi D_0}{H_0}\right)^2-\left(1+\cos\frac{\pi D_0}{H_0}\right)^{\alpha}\right]}\right\} \quad (10.6)$$

în care:

$$\alpha=\frac{H_0}{H_m}$$

şi

$$T_e=\frac{H_m+H_0}{2}$$

Pentru valori apropiate între $H_0$, $H_m$ şi $T_e$ avem $\alpha=1$ şi relaţia sarcinii devine pentru $T_e > D_0$;

$$h=\frac{qL^2}{8KT_e}+\frac{qL}{2\pi K}\ln\frac{T_e}{2\pi r_0\sin\frac{\pi D_0}{T_e}} \quad (10.7)$$

În cazul când nu avem drenuri subterane şi alimentarea se face din canale de desecare, valoarea lui $r_0$ se determina din condiţia ca $2\pi r_0 = P$, unde $P$ este perimetrul udat al canalului.

*Exemplu:*

1. *Proiectarea reţelei de desecare-drenaj*

Pentru profilul de sol cu $H$ = 3 m, $k$ = 0,6 m/zi, $q$ = 7 mm/zi, $z$ = 0,8 m, $h$ = 0,6 m, $D_0$ = 1,6 m, alegând un tub de drenaj din PVC corugat $d_0 = 2r_0$ = 5 cm, cu $n$ = 6 găuri pe circumferinţă, distanţa între găuri după generatoare $D$ = 1,1 cm; lăţimea găurii $b$ = 0,5 cm după circumferinţă şi lungimea găurii $l$ = 0,1 cm după generatoare, fără material filtrant – în acest exemplu se obţine $\zeta_i$ = 0,585 şi înlocuind în relaţia (10.2), obţinem distanţa între drenuri $L$ = 18 m. Lungimea tubului de dren din figura 10.4 rezultă pentru curgerea liberă la panta drenului $i$ = 2%, $B$ = 190 m, cu un debit total $Q_t$ = = 25 m$^3$/zi şi distanţa între canalele de desecare 400 m.

2. *Verificarea subirigaţiei pentru asigurarea adâncimii apei freatice*

Se calculează pentru $p$ = 1,6 m, următoarele:

Pierderea de sarcină la ieşirea apei din dren, formula (10.5):

$$h_i=\frac{0,007\cdot 18}{2\cdot 0,6}\cdot 0,585=0,061\,\text{m}$$

Pierderea de sarcină în lungul tubului de dren formula (10.4), pentru λ = 0,04:

$$h_{ld}=\frac{8\cdot\left(\frac{25}{86400}\right)^2}{3,14^2\cdot 9,81\cdot 0,05^2}\left(\frac{0,04}{3}\cdot\frac{1,90}{0,05}-2\right)=$$

$$=0,055\,\text{m}$$

Impunem $H_0 \le H - Z$ = 1,9 m.

Cunoscând $H_m$ = 1,4 m, calculăm pe $h$ după relaţia (10.7), deoarece $T_e=\frac{1,4+1,9}{2}=1,65\,\text{m} > D_0$.

$$h=\frac{0,007\cdot 18^2}{8\cdot 0,6\cdot 1,65}-\frac{0,007\cdot 18}{2\cdot 0,6\cdot 3,14}\cdot$$

$$\cdot\ln\frac{1,65}{3,14\cdot 0,005\sin\frac{3,14\cdot 1,6}{1,65}}=0,44\,\text{m}$$

Rezultă:

$H_0 + h_m + h = 1,4 + 0,44 = 1,84\,\text{m} < 1,9\,\text{m}$ (impus)

Adâncimea necesară a apei în canal faţă de nivelul stratului impermeabil de sol (fig. 10.4) devine:

$H_0$ = 1,4 + 0,44 + 0,061 + 0,055 = 2 m

Se observă că acest nivel de apă este mai mic decât $H - Z$ = 2,2 m, admis în zonă.

## 10.3. SOLUŢII DE REGLARE PRIN TEHNICA SUPLIMENTĂRII APEI DIN ALTE SURSE

Metoda reversibilităţii sistemului de desecare-drenaj, prin oprirea sau reglarea scurgerii în canale, prezentată anterior, are unele dezavantaje ca:

Apa colectată şi înmagazinată de canale nu poate fi folosită decât la umectarea solului, nu şi la fertilizarea lui, deoarece este săracă în substanţe nutritive; adesea această apă este şi slab aerată; apa colectată de canale are adesea un conţinut ridicat de acizi şi săruri; în perioadele secetoase, apa colectată de reţeaua de desecare este adesea insuficientă pentru umectarea până la optimum a stratului de sol activ.

Din această cauză, tehnica ameliorativă a căutat şi a elaborat alte metode de regularizare a regimului de apă din sol prin sistemul de desecare-drenaj pe de o parte şi sistemul de irigaţie pe de altă parte.

Aducerea apei din alte surse pe terenurile secetoase exercită asupra solului o acţiune complexă de: umezire, fertilizare, colmatare, oxidare, îmbogăţirea în floră bacteriană, îmbunătăţire a componenţei vegetaţiei ierboase, termică etc., în funcţie de calitatea şi provenienţa apei (ape scurse de pe terenurile vecine, ape uzate, ape subterane şi îndeosebi ape din bazine şi râuri).

Date fiind avantajele pe care le prezintă combinarea desecării cu irigaţia pe anumite terenuri, tehnica

de specialitate a preconizat o seric de metode care diferă între ele din punct de vedere al: *scopului, surselor de apă, metodei de udare adoptată, schemelor şi dispozitivelor folosite.*

*Metoda I. Udarea suprafeţei desecate prin scurgere la suprafaţă, cu apă de suprafaţă*

Pentru aplicarea acestei metode se amenajează pe teren două reţele separate: una de suprafaţă pentru irigaţie prin canale deschise ce funcţionează în timpul perioadelor secetoase şi una subterană, de drenaj, care se pune în funcţiune în perioadele cu exces de umiditate; ambele sisteme au stăvilare, respectiv vane de închidere pe sectoare.

*Metoda II. Udarea suprafeţei desecate, prin scurgerea la suprafaţă cu apa colectată de reţeaua de drenaj şi ridicată la nivelul terenului prin bararea scurgerii pe drenurile colectoare plasate după direcţia pantei mari a terenului*

Drenurile absorbante sunt aproape paralele cu liniile de nivel şi închizând pe colectorul de drenaj aval de un tub vertical, apa se ridică datorită pantei mari a terenului, alimentând o rigolă de udare în fâşii.

*Metoda III. Efectuarea irigaţiei combinate cu drenajul cu apă proaspătă, adusă din surse subterane situate în afara limitelor suprafeţei desecate*

Dă rezultate pentru desalinizarea sărurilor din stratul de sol în care se dezvoltă sistemul radicular al plantelor.

Capitolul 11

# RECUPERĂRI DE NOI TERENURI AGRICOLE

## 11.1 RECUPERAREA TERENURILOR OCUPATE DE BĂLŢI ŞI LACURI

Întinsele suprafeţe aflate sub formă de bălţi sau albii părăsite, situate îndeosebi în luncile râurilor şi în zona de vărsare, pot fi redate agriculturii prin lucrări de colmatare, prin desecare (drenaj) combinată cu măsuri de irigare şi chimizare, sau prin transformarea acestora în amenajări piscicole.

Materialul destinat colmatării trebuie analizat în prealabil din punct de vedere al aptitudinilor pentru agricultură.

Terenurile ocupate de bălţi şi lacuri se recuperează în două feluri: prin *desecare completă* a acestora, şi prin *scăderea parţială* a nivelului apei. Pentru aceasta trebuie să avem studii geologice, hidrogeologice şi pedologice.

Trebuie avută în vedere atât prezenţa protoxizilor sărurilor alcaline, cât şi fenomenul de tasare (subsidenţă) puternică ce va avea loc în fundul lacului după desecare (30-40% din adâncimea iniţială a canalului de desecare). Evacuarea parţială sau totală a apei dintr-un bazin trebuie precedată de un studiu comparativ, legat de atribuţiile pe care le îndeplinea bazinul (regularizarea scurgerii, îmbunătăţirea microclimatului, piscicultura, controlul nivelului apei freatice asupra terenurilor din apropiere şi rolul sportiv), cu noua destinaţie (pentru culturi agricole).

Nu trebuie neglijat efectul igienico-sanitar al desecării bălţilor şi al unor lacuri.

În consecinţă; *desecarea totală* se va aplica la lacuri mici cu uscare periodică (lacuri de luncă, ce menţin nivelul freatic ridicat pe terenurile înconjurătoare; lacuri nefolosite, ce constituie focare de malarie etc.) şi *desecarea parţială,* pentru lacuri mari cu fluctuaţii însemnate ale nivelului apei, care lasă liberă în cea mai mare parte a anului o suprafaţă însemnată de teren (lacuri mari cu maluri plane şi acoperite cu un strat subţire de apă).

Desecarea totală se face fie prin colmatare, fie prin evacuarea totală a apei, fie mixt, folosindu-se diguri de centură sau de compartimentare, canale şi instalaţii de evacuare.

Acţiunea intensă de asanare a bălţilor din Lunca Dunării (Rast, Bistreţ, Nedeia, Potelu, Greaca, Iezerul Călăraşi, Insula Mare a Brăilei, Lacul Brateş) a dus la creşterea suprafeţei arabile a ţării cu peste 240.000 ha.

Acţiunea de asanare constituie şi o amenajare antimalarică, ca exemplu se poate cita asanarea lacurilor şi bălţilor din jurul Bucureştiului, prin care s-a amenajat complexul Buftea, Băneasa, Herăstrău, Floreasca-Tei şi Cernica.

Terenurile scoase de sub regimul permanent de inundaţie, fiind puse în condiţiile de climă ale zonei respective trebuie amenajat în conformitate cu noul regim hidrologic creat, reclamând în cele mai frecvente cazuri lucrări de drenaj şi irigaţii.

## 11.2. RECUPERAREA TERENURILOR DE SUB APA MĂRII

O importantă categorie de lucrări sunt acelea pentru câştigare de uscat, prin recuperarea de terenuri scoase de sub dominaţia apelor mării.

În acţiunea ce se întreprinde pentru câştigarea de uscat trebuie folosit, cât se poate mai mult, procesul natural de depuneri şi evitate cel opus acestuia, de erodare şi surpare a malurilor.

Curenţii de coastă, transportând şi depunând material fin (mâl şi nisip) înaintea coastei, o împing în mare, înălţând-o (plajă). Atunci când terenul format pe această cale atinge o cotă de 0,4-0,5 m deasupra apelor obişnuite, el începe să fie populat de prima plantă puţin pretenţioasă – *Salicornia herbacea* – care duce la consolidarea terenului şi, provocând liniştirea apei încărcate cu aluviuni, urgentează procesul de colmatare (de exemplu zona Deltei Dunării) zona de coastă a Mării Negre între gurile Chilia şi Sulina prezintă condiţii favorabile înaintării uscatului în mare (de exemplu Golful Musura).

Din cauza procesului de colmatare (turbiditatea curenţilor în portul Sulina fiind între 260-1360 g/m), canalul navigabil al braţului Sulina trebuie mereu prelungit în mare, pentru a realiza adâncimea necesară navigării vaselor maritime.

Pe coastele mărilor cu flux şi reflux se obişnuieşte să se execute îndiguirea atunci când terenul format prin depuneri a atins o cotă de 0,4-0,5 m.

Îndiguirea se poate executa şi mai devreme, cu condiţia ca să se facă o desecare intensă, apa evacuându-se prin pompare.

Digurile pentru câştigarea de terenuri aflate sub dominaţia apelor mării se construiesc numai de tip insubmersibil şi au rol de baraj.

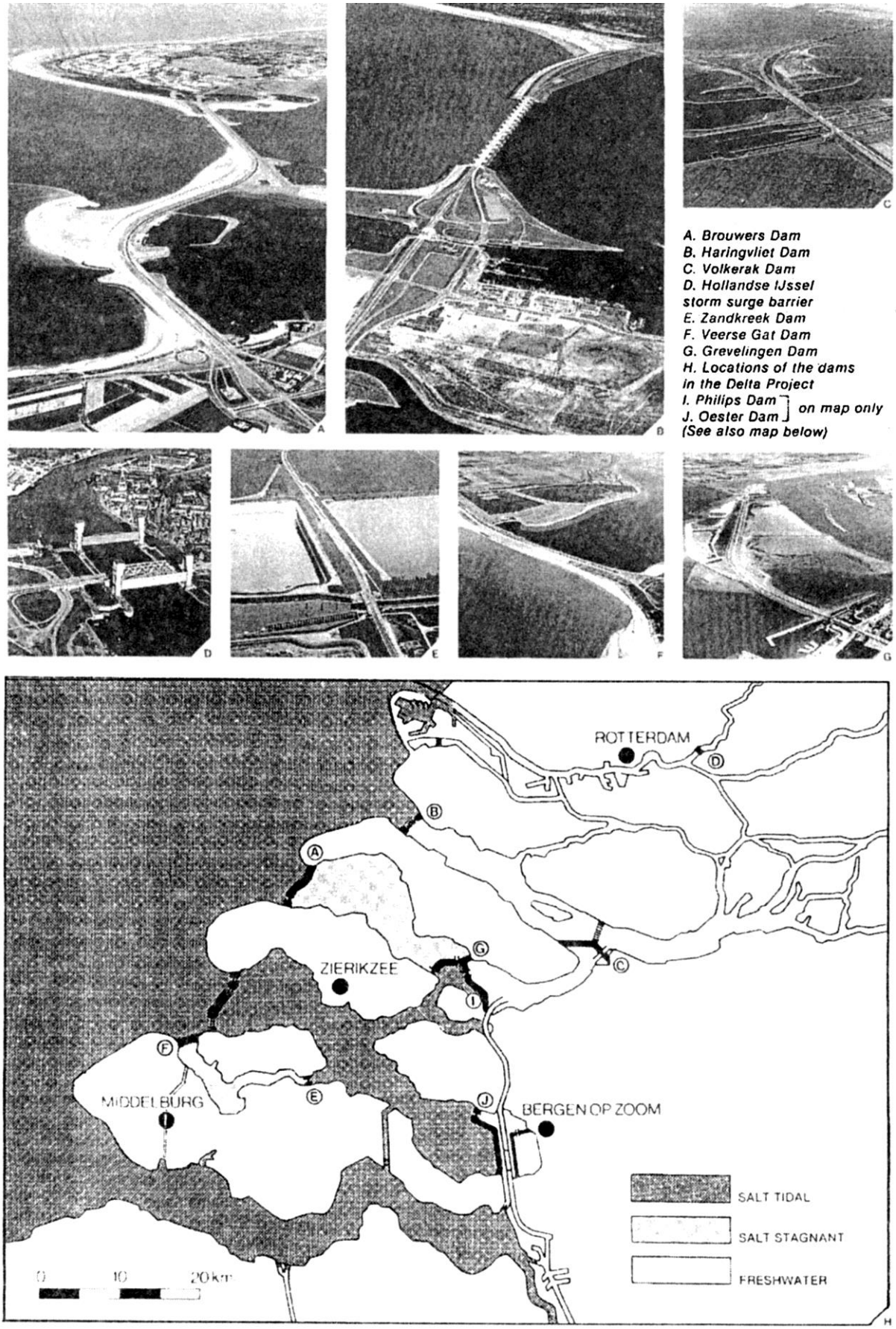



**Fig. 11.1.** Planul Delta – Olanda

Pentru a putea lua în cultură terenuri recuperate care au fost acoperite de mare sunt necesare o serie de măsuri: evacuarea printr-o reţea de desecare a apei de mare, rămasă sau infiltrată în incintă; aerisirea şi afânarea solului printr-un d[r]enaj de ventilaţie; aprovizionarea cu apă dulce a terenurilor desecate în scopul spălării sărurilor, irigării şi alimentării cu apă; aplicarea principiilor agrotehnice elaborate, pentru luarea în cultură a noilor terenuri.

Un tipic şi măreţ exemplu de câştigare de uscat de sub apele mării îl reprezintă Olanda, care are circa 1/3 din actuala suprafaţă câştigată în acest fel. Astfel, lucrările din golful Zuiderzee, cu o suprafaţă de 3.139 $km^2$, cuprinde digul de închidere ai golfului (în lungime de 32 km şi construit între anii 1920-1932) şi crearea lacului Ijselmeer, în care prin îndiguire şi desecare s-au realizat cinci poldere. Construirea digului principal şi a digurilor de compartimentare a polderelor s-a făcut în apă, folosindu-se material local scos din fundul mării, adoptând soluţii constructive ingenioase.

Din cele cinci poldere, polderul Wieringermeer, în suprafaţă de 2.500 ha, şi polderul Flevolandul de est sunt complet amenajate sistematizate, desecate-drenate şi date în cultură. Se lucrează la polderul Flevolandul de sud şi Markerwaard.

În procesul de fertilizare a terenului din fundul mării s-au întreprins o serie de acţiuni: scoaterea la suprafaţă a materialului fin, drenarea, spălarea sărurilor, irigarea şi amendarea.

Toate soluţiile de amenajare interioară au fost bazate pe studii experimentale în câmp şi în laborator.

O altă lucrare în Olanda, în decurs de finalizare, este „Planul Delta" (lucrările au început în 1956), prin care se urmăreşte închiderea a trei din cele cinci braţe ale Mării Nordului, din provincia Zeeland. Cel de nord şi cel de sud vor rămâne deschise pentru ieşire la portul Rotterdam şi portul belgian Anvers. Până în prezent au fost realizate o serie de lucrări, fig. 11.1, din care menţionăm insula artificială pe braţul Harngvliet, de 1.500 m lungime şi 800 m lăţime, diguri, baraje, ecluze etc.

## 11.3. RECUPERAREA TERENURILOR OCUPATE DE TURBĂRII

După exploatarea zăcământului de turbă pentru combustibil, fundul carierelor (teren mineral) se ameliorează prin măsuri agrofitotehnice şi hidroameliorative, pentru a fi redat agriculturii.

Exploatarea zăcământului cere o prealabilă desecare, care se poate face în două moduri: *desecare completă* la cote definitive, până la fundul stratului de turbă, şi *desecare treptată*, în mai multe faze (ani).

În primul caz, metoda de desecare este comună desecării terenurilor minerale, în al doilea caz, operaţiile se împart în trei faze: desecare preliminară, ce începe cu 3-4 ani înaintea dării în exploatare), desecare de exploatare (cu ajutorul unei reţele de canale suplimentare – de sezon), desecare de fund (care afectează şi stratul mineral).

Dimensionarea reţelei de canale se face la un modul de 0,3-0,8 l/s/ha. Distanţa dintre canalele de colectare (de carieră) se stabileşte în raport cu utilajul existent, numărul de ani de exploatare, în general 600-1.200 m.

Lăţimea platformei pentru depozitarea turbei este în funcţie de adâncimea de extracţie, de numărul de blocuri de turbă şi de lăţimea carierei.

La proiectarea sistemului de desecare se urmăreşte o sistematizare riguroasă a terenului, avându-se în vedere modul de exploatare ulterior în interes agricol.

Capitolul 12

# FUNDAMENTAREA TEHNICII DRENAJULUI ŞI IRIGAŢIEI PE MODELE

## 12.1. TEORIA SIMILITUDINII CA BAZĂ TEORETICĂ A MODELĂRII

Modelele folosite pentru studiul drenajului şi irigaţiei pot fi împărţite în următoarele categorii:

1) modele cu nisip sau pământ, având ca fluid apa (cunoscută sub denumirea de modelare hidraulică)

2) modele cu fluide vâscoase specifice filtraţiei lichidelor prin medii poroase (cunoscută sub denumirea de analogie Darcy-Poiseuille)

3) modele electrice (cunoscute sub denumirea de analogie electrodinamică)

4) modele matematice

5) studii în câmpuri experimentale de irigaţii şi drenaje, aflate în producţie agricolă, cu amenajări la scară naturală, dar pe suprafeţe de teren mici.

Prin *model* se înţelege un prototip la scară mică al fenomenului, care se supune legilor similitudinii.

Similitudinea mecanică a unui fenomen constă din:

Similitudinea geometrică:

$$\lambda = \frac{L}{l} = \text{const.}$$

Similitudinea cinematică:

$$\tau = \frac{T}{t} = \text{const.}$$

Similitudinea dinamică:

$$\varphi = \frac{F}{f} = \text{const.}$$

Se consideră o similitudine perfectă când se ţine seamă de toate forţele care pot apărea şi anume: forţe inerţiale, forţe gravitaţionale, forţe de vâscozitate, forţe capilare şi forţe elastice; în practică se poate ţine seamă de 2-3 forţe preponderente.

Legile de similitudine ne dau raporturile interne esenţiale ale fenomenelor cu aspecte cantitative şi calitative, ele reprezintă modelul matematic al fenomenului.

### 12.1.1. LEGEA LUI NEWTON

Se consideră preponderenţă doar forţa inerţială.

Pornind de la condiţiile definirii similitudinii fizice, avem forţele inerţiale:

în natură: $M\dfrac{dx^2}{dT^2} = F$

în laborator: $m\dfrac{dx^2}{dt^2} = f$

scara maselor: $\mu = \dfrac{M}{m} = \dfrac{(\rho)}{\rho} \qquad \dfrac{VOL}{vol} = \dfrac{(\rho)}{\rho}\lambda^3$

scara lungimilor: $\lambda = \dfrac{X}{x}$

scara timpului: $\tau = \dfrac{T}{t}$

scara forţelor inerţiale: $\varphi_i = \dfrac{F}{f}$

Scările trebuie să fie în aşa fel alese încât să fie posibilă identificarea modelului matematic:

în natură:

$$F = \frac{(\rho)}{\rho}\lambda^3 m\frac{\lambda}{\tau^2}\cdot\frac{d^2x}{dt^2} = \varphi_{i\cdot f} \tag{12.1}$$

Rezultă relaţia de condiţie dintre scări

$$\frac{(\rho)}{\rho}\cdot\frac{\lambda^4}{\tau^2} = \varphi_i \tag{12.2}$$

care se poate trece sub forma:

$$\frac{(\rho)}{\rho}\cdot\frac{V^2S}{v^2s} = \frac{F}{f} \tag{12.3}$$

$$\frac{F}{(\rho)V^2S} = \frac{f}{\rho v^2 s} = Ne \tag{12.4}$$

este numărul lui Newton (invariant), sau criteriul de similitudine a lui *Newton.*

*Exemplu* de utilizare a legii lui Newton este: rezistenţa aerodinamică a unui disc.

### 12.1.2. LEGEA LUI FROUDE

Se consideră preponderente forţele inerţiale şi forţele gravitaţionale.

Scara forţelor gravitaţionale:

$$\varphi_G = \frac{M(g)}{m.g.} = \frac{(\rho.g).VOL}{\rho.g.vol}$$

Egalând scara forţelor inerţiale şi gravitaţionale $\varphi_G = \varphi_i$, obţinem:

$$\frac{(\rho_g)}{\rho_g}\cdot\lambda^3 = \frac{(\rho)}{\rho}\lambda^4\cdot\tau^{-2} \qquad \frac{(g)}{g} = \frac{\lambda}{\tau^2} \tag{12.5}$$

Este relaţia de condiţie a lui Froude, care se mai poate scrie sub forma numărului Froude:

$$\frac{L}{l}\cdot\frac{(g)}{g}=\frac{V^2}{v^2}$$
$$\frac{V}{\sqrt{(g)L}}=\frac{v}{\sqrt{gl}}=Fr \quad (12.6)$$

*Exemplu* de utilizare a legii lui Froude este: studiul orificiilor barajelor deversoare.

## 12.1.3. LEGEA LUI REYNOLDS

Se consideră preponderente forţele inerţiale şi forţele de vâscozitate.

Forţele de vâscozitate se exprimă:

în natură: $F_v=(\eta)\frac{dV_x}{dy}\cdot S$

în model: $f_v=\eta\frac{dv_x}{dy}\cdot s$

Scara forţelor de vâscozitate:

$$\varphi_v=\frac{(\eta)}{\eta}\cdot\frac{1}{\tau}\lambda^2 \quad (12.7)$$

Egalând scările celor două forţe preponderente $\varphi_v=\varphi_i$, se obţine relaţia de condiţie Reynolds:

$$\frac{(\eta)}{\eta}\cdot\frac{\lambda^2}{\tau}=\frac{(\pi)}{\pi}\cdot\frac{\lambda^4}{\tau^2} \quad (12.8)$$
$$\frac{\lambda^2}{\tau}=\frac{(\upsilon)}{\upsilon}$$

care se poate scrie sub forma numărului Reynolds:

$$\frac{L\cdot V}{(\upsilon)}=\frac{l\cdot v}{\upsilon}=\mathrm{Re} \quad (12.9)$$

*Exemplu* de utilizare a legii de similitudine Reynolds este: studiul conductelor.

## 12.1.4. LEGEA LUI WEBER

Se consideră preponderente forţele inerţiale şi cele capilare.

Forţele capilare se exprimă:

în natură: $F_c=(c)\cdot L$

în model: $f_c=c\cdot l$

Rezultă scara forţelor capilare $\varphi_c=\frac{(c)}{c}\lambda$ şi egalând cu scara forţelor inerţiale $\varphi_i=\frac{(\rho)}{\rho}\frac{\lambda^4}{\tau^2}$ se obţine ecuaţia de condiţie a lui Weber:

$$\frac{\frac{(c)}{(\rho)}}{\frac{c}{\rho}}=\frac{\lambda^3}{\tau^2} \quad (12.10)$$

sau:

$$\frac{LV^2}{\Omega}=\frac{lv^2}{\omega}=\mathrm{We} \quad (12.11)$$

care este numărul lui *Weber*.

## 12.1.5. LEGEA LUI CAUCHY

Forţele elastice se exprimă:

în natură: $F_e=(\sigma)\cdot S=(\varepsilon\cdot E)\cdot S$

în model: $f_e=(\sigma)\cdot s=(\varepsilon\cdot e)\cdot s$

Rezultă scara forţelor elastice:

$$\varphi_e=\frac{(\varepsilon\cdot E)}{\varepsilon\cdot E}\cdot\lambda^2$$

şi care, egalată cu scara forţelor de inerţie:

$$\varphi_i=\frac{(\rho)}{\rho}\cdot\frac{\lambda^4}{\tau^2}$$

Rezultă ecuaţia de condiţie a lui Cauchy:

$$\frac{\left(\frac{E}{\rho}\right)}{\frac{E}{\rho}}=\frac{\lambda^2}{\tau^2} \quad (12.12)$$

sau numărul lui Cauchy:

$$\frac{V}{\sqrt{\left(\frac{E}{\rho}\right)}}=\frac{v}{\sqrt{\frac{E}{\rho}}}=\mathrm{Ca} \quad (12.13)$$

La fluide, viteza sunetului este:

$$V_s=\sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

şi obţinem numărul lui Mach:

$$\frac{V}{V_s}=\frac{v}{v_s}=\mathrm{Ma} \quad (12.14)$$

## 12.1.6. LEGEA DE SIMILITUDINE A MIŞCĂRII APEI PRIN MEDII POROASE (DRENAJE)

Se consideră preponderenţe forţele de vâscozitate şi cele gravitaţionale.

Forţele de vâscozitate: $f_v=\tau\cdot\Omega$

Forţele gravitaţionale: $f_g=\gamma\cdot l^3$

Obţinem: $\left(\frac{\tau\cdot\Omega}{\gamma\cdot l^3}\right)_{natură}=\left(\frac{\tau\cdot\Omega}{\gamma\cdot l^3}\right)_{model}$

Dar: $\tau=\rho\frac{\upsilon\cdot v}{l}$; $\Omega=l^2$; $\gamma=\rho\cdot g$

Raportul devine:

$$\left(\frac{\upsilon\cdot v}{g\cdot l^2}\right)_{natură}=\left(\frac{\upsilon\cdot v}{g\cdot l^2}\right)_{model}=idem$$

sau $\frac{\mathrm{Fr}}{\mathrm{Re}}=\left[\frac{\upsilon\cdot v}{g\cdot l^2}\right]=idem$ reprezintă criteriul de similitudine.

Trecând la scări şi notând:

$\alpha_v$: scara vitezelor

$\alpha_v$: scara coef. cinematic de vâscozitate

$\alpha_g$: scara acceleraţiei gravitaţionale

$\alpha_l$: scara lungimilor,

se obţine:

$$\frac{\alpha\upsilon\cdot\alpha_v}{\alpha_g(\alpha_l)^2}=1 \qquad (12.15)$$

În practică este necesară folosirea modelelor la care scara lungimilor nu este egală cu scara diametrelor granulelor, deoarece se obişnuieşte a se experimenta pe un acelaşi material permeabil.

**Caz a**, diametrele efective ale particulelor de sol în natură şi model sunt egale: $d_n = d_m$.

În acest caz, conductivităţile hidraulice ale solului din natură sunt egale cu cele din model; astfel, vitezele se pot scrie:

în natură: $v_n = k\cdot i_n$

în model: $v_m = k\cdot i_m$

Cum însă în acest caz similitudinea geometrică este respectată, avem panta hidraulică $i_n = i_m$; rezultă că $v_n = v_m$ şi obţinem scara vitezelor:

$$\alpha_v=\frac{V_n}{V_m}=\frac{\alpha_l}{\alpha_t}=1 \qquad (12.16)$$

şi rezultă $\alpha_t = \alpha_l$.

Scara debitelor este

$$\alpha_q=(\alpha_l)^2 \qquad (12.17)$$

**Caz b**, diametrele efective ale particulelor de sol în natură şi model nu sunt egale: $d_n \neq d_m$, adică în standul model avem de exemplu nisip.

Criteriul de similitudine 12.15 poate fi scris astfel:

$$\frac{V_n\cdot\upsilon_m}{d_{n^2}\cdot g_n}=\frac{v_m\cdot\upsilon_m}{d^2{}_m\cdot g_m}$$

Dacă lichidul şi acceleraţia gravitaţională sunt aceleaşi în natură şi model, se obţine:

$$\alpha_v=\frac{V_n}{v_m}=\frac{d^2{}_n}{d^2{}_m} \qquad (12.18)$$

Dar, totodată:

$$\alpha_v=\frac{V_n}{v_m}=\frac{K_n\cdot i_n}{K_m\cdot i_m} \qquad (12.19)$$

Exprimând conductivitatea hidraulică cu o relaţie de forma $K = A\cdot d_e^2$, se obţine:

$$\frac{K_n}{K_m}=\frac{d_n^2}{d_m^2}$$

În regim permanent, forma curbei de depresiune nu depinde de *K*, deci $i_n = i_m$; obţinem scara vitezelor:

$$\alpha_v=\frac{V_n}{v_m}=\frac{K_n}{k_m}=\frac{d_n^2}{d_m^2}=(\alpha_d)^2 \qquad (12.20)$$

Scara debitelor este:

$$\alpha_q=\alpha_v\cdot(\alpha_1)^2=(\alpha_d)^2(\alpha_l)^2 \qquad (12.21)$$

Scara timpului:

$$\alpha_t=\alpha_l\cdot\alpha_p(\alpha_v)^{-1}=\alpha_l\cdot\alpha_p\cdot(\alpha_d)^{-2} \qquad (12.22)$$

unde $\alpha_p$ este raportul porozităţii drenabile din natură şi model.

## 12.2. MODELAREA ANALOGICĂ

### 12.2.1. ANALOGIA DARCY – POISEUILLE PE MODEL HELLE-SHAW

Pentru fenomenele de filtraţie în sol se utilizează modelul Helle-Shaw aşezat vertical, constând din două plăci transparente, perfect plane aşezate la o distanţă foarte mică, $2a = 1$ mm, între care circulă un lichid vâscos (ulei). Se numeşte analogia Darcy-Poiseuille deoarece viteza într-un punct se exprimă prin aceeaşi relaţie matematică în sol şi într-un lichid vâscos, în mişcare.

Relaţiile de calcul la mişcarea unui lichid vâscos între două plăci plane paralele la distanţa $2a$ realizează în secţiunea plană transversală viteze medii care admit un potenţial de viteză:

$$\varphi=-\frac{(2a)^2}{12\mu}\cdot p \qquad (12.23)$$

unde $\mu$ este coeficientul dinamic de vâscozitate şi presiune, $p=\rho\cdot g\cdot h=\gamma\cdot h$, deoarece modelul se aşează cu plăcile verticale.

Potenţialul de viteză devine:

$$\varphi=-\frac{a^2}{3\mu}\gamma h=-\frac{a^2}{3\nu\rho}\rho g h=-\frac{ga^2h}{3\nu} \qquad (12.24)$$

Viteza într-un punct este dată de gradientul potenţialului (o vom numi viteza Poiseuille):

$$V_p=\frac{\partial\varphi}{\partial s}=-\frac{ga^2}{3\nu}\cdot\frac{dh}{ds}=-K_p\frac{dh}{ds} \qquad (12.25)$$

unde avem notaţia $K_p=\frac{ga^2}{3\nu}$

În cazul mişcării apei în sol avem, după Darcy:

$$V_D = -K_D \frac{dh}{ds} \qquad (12.26)$$

unde:

$K_D = K$, conductivitatea hidraulică a solului.

Scara de similitudine a vitezei în natură şi model va fi:

$$\alpha_v = \frac{V_d}{V_p} = \frac{K}{K_p} = \frac{3\nu K}{g \cdot a^2} = \frac{\alpha_l}{\alpha_t} \qquad (12.27)$$

Unde:

$\alpha_l$ şi $\alpha_t$ sunt scările de similitudine pentru lungimi şi timp în regim permanent.

Scara debitelor:

$$\alpha_q = \alpha_v \cdot \alpha_l \cdot \frac{100 \text{ cm}}{2a \text{ (cm)}} = \frac{3\nu K \cdot \alpha_l}{2g \cdot a^3} \qquad (12.28)$$

în care $2a$ – distanţa între plăci în cm, deoarece $\frac{100 \text{ cm}}{2a}$ reprezintă scara lăţimilor, luându-se în mod obişnuit în fenomenul natural 1 m.

În regim nepermanent, trebuie să se ţină seamă că la porozitatea efectivă drenabilă în natură *pN* (%), corespunde în model o porozitate $p_m$ = 100% şi scara timpului, relaţia 12.27, devine:

$$\alpha_t = \alpha_l \frac{g \cdot a}{3\nu K} \cdot pN \qquad (12.29)$$

De asemenea, dacă avem un profil de sol cu două stratificaţii, cu conductivităţile hidraulice $K_1$ şi $K_2$, atunci suprafaţa liberă a nivelului apei la trecerea dintr-un strat în altul are în acel punct o frântură dată de relaţia:

$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{\operatorname{tg}\alpha_1}{\operatorname{tg}\alpha_2} \qquad (12.30)$$

## 12.2.2. ANALOGIA ELECTRO-HIDRODINAMICĂ

Pentru studiul fenomenelor de mişcarea apei în medii poroase saturate, se utilizează şi analogia electro-hidrodinamică bazată pe analogia matematică a relaţiilor de calcul în mişcarea apei subterane şi legile curentului electric între doi electrozi legaţi printr-un electrolit.

Se prezintă în continuare; *metoda analogică pentru determinarea coeficientului de rezistenţă hidraulică la intrarea apei în tuburi perforate în contact cu un mediu poros, brevetată în ţara noastră cu număr* OSIM – 90.083/1986, autor *David şi colaboratorii,* care se referă la o metodă destinată determinării coeficientului de rezistenţă hidraulică la intrarea apei în tuburile perforate în contact cu mediul poros la drenaje, foraje şi la sondele petroliere.

În scopul determinării coeficientului de rezistenţă hidraulică la intrarea apei în tuburi perforate, până în prezent în ţara noastră şi alte ţări s-a utilizat metoda reproducerii orificiilor tubului cu mici plăcuţe care formează electrodul prin care circulă curentul electric, metodă care prezintă dezavantajul confecţionării modelului electric al tubului perforat, imposibilitatea reproducerii exacte a geometriei perforaţiilor tubului, lipirea fiecărei plăcuţe cu fire electrice de măsurarea potenţialului etc.

Metoda brevetată *invenţie* elimină dezavantajele menţionate prin aceea că se calculează coeficientul de rezistenţă hidraulică la intrarea apei în tuburile perforate cu formula (12.31), în care pentru determinarea rezistenţelor $R_{tp}$ şi $R_c$ se foloseşte tubul real ce urmează a fi testat, aşezat între doi conductori (electrozi) cilindrici circulari, aşezaţi concentric într-o cuvă confecţionată din material izolant în care se găseşte apă (având rolul de electrolit), electrozii fiind conectaţi pentru efectuarea măsurătorilor la o punte de măsură Wheatstone.

Coeficientul de rezistenţă hidraulică la intrarea apei în tuburi perforate (pe întreaga circumferinţă), în contact cu mediul poros, în metoda analogică se face cu ajutorul relaţiei:

$$\zeta_i = \frac{1}{4\pi}\left(\frac{R_{tp}}{R_c} - 1\right)\ln\frac{D_{ee}}{D_{ei}} \qquad (12.31)$$

unde:

$R_{tp}$ – rezistenţa electrică a circuitului între cei doi electrozi cilindrici circulari în prezenţa tubului perforat;

$R_c$ – idem, fără tubul perforat;

$D_{ee}$ – diametrul electrodului cilindric circular;

$D_{ei}$ – idem, al electrodului interior.

Valoarea coeficientului de rezistenţă hidraulică la intrarea apei în tuburile perforate în contact cu mediul poros se determină cu eroarea de sub 0,5% dacă:

$$\frac{D_{tp}}{D_{ee}} \le \frac{1}{5} \text{ şi } \frac{D_{ei}}{D_{tp}} \le \frac{1}{5}$$

care este generată de dimensiunile stabilite pentru instalaţie ($D_{ee}$ şi $D_{ei}$),

unde:

$D_{tp}$ este diametrul tubului perforat

Astfel, pentru un tub perforat cu diametrul $D_{tp}$ = 50-110 mm şi cel puţin cu perforaţii pe 3 generatoare, respectând condiţiile, rezultă:

$D_{ee}$ = 500 mm şi $D_{ei}$ = 10 mm.

Pentru calculul lui $\zeta_i$ este necesară determinarea pe cale experimentală (folosind instalaţia din fig. 12.1.a şi b) a rezistenţelor electrice $R_{tp}$ şi $R_c$ celelalte elemente din relaţia 12.31 fiind cunoscute.

Rezistenţele $R_{tp}$ şi $R_c$ se măsoară cu ajutorul

punţii de măsură Wheatstone (P), având domeniul de măsură 1Ω – 100 MΩ.

Instalaţia de măsură din fig. 12.1, a rezistenţei electrice a modelului (circuitului), se compune din electrodul interior ($E_1$) şi electrodul exterior ($E_2$), ambii din alamă, cupru sau alt material bun conducător de electricitate, tubul perforat (D), cuva izolantă (C), apa (A), conductori de legătură (C1, C2) ai electrozilor la puntea de măsură, trei şuruburi de calare ($S_1$, $S_2$, $S_3$), un tablou de piezometre (T), furtun de legătură la cele trei piezometre ($F_1$, $F_2$, $F_3$) de la cele trei prize ale cuvei ($R_l$, $R_2$, $R_3$).

Pentru efectuarea măsurătorilor asupra rezistenţelor electrice $R_{tp}$ şi $R_C$ este necesară efectuarea următoarelor operaţiuni:

– Se toarnă în cuvă apă pe o înălţime 15-20 cm.

– Se calează cuva pentru a avea acelaşi nivel în cele 3 piezometre.

– Se măsoară rezistenţa $R_c$ neavând în cuvă tubul perforat.

– Se introduce tubul perforat şi se măsoară $R_{tp}$.

Dacă tubul perforat nu este din material izolator, acesta se va izola prin aplicarea pe întreaga suprafaţă interioară şi exterioară a unei pelicule izolate cu ajutorul unei soluţii electroizolante (baie de parafină topită).

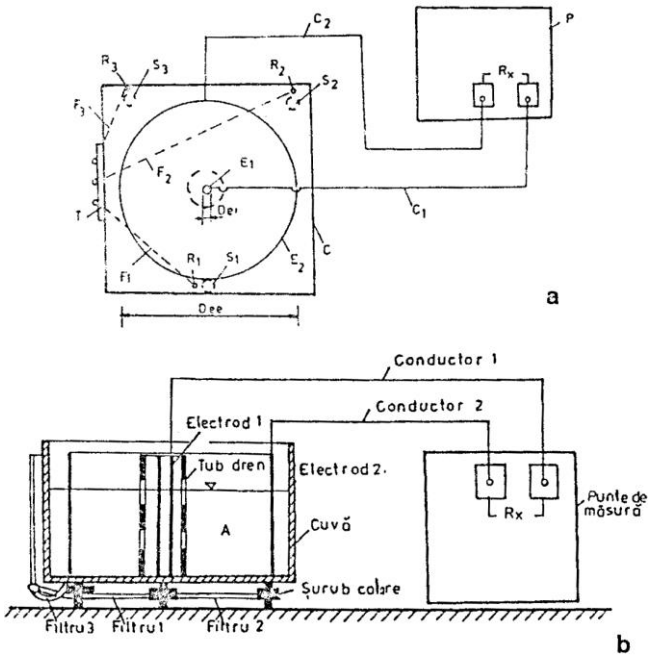



**Fig. 12.1.** Instalaţia de măsurare prin analogic electrodinamică a rezistenţei hidraulice la intrarea apei în drenuri: a – plan; b – secţiune transversală.

Pentru efectuarea măsurătorilor asupra rezistenţelor electrice $R_{tn}$ şi $R_c$ este necesară efectuarea următoarelor operaţiuni:

– Se toarnă în cuvă apă pe o înălţime 15-20 cm.

– Se calează cuva pentru a avea acelaşi nivel în cele 3 piezometre.

– Se măsoară rezistenţa $R_a$ neavând în cuvă tubul perforat.

– Se introduce tubul perforat şi se măsoară $R_{tp}$.

Dacă tubul perforat nu este din material izolator, acesta se va izola prin aplicarea pe întreaga suprafaţă interioară şi exterioară a unei pelicule izolate cu ajutorul unei soluţii electroizolante (baie de parafină topită).

## 12.3. STUDII ÎN CÂMPURI EXPERIMENTALE DE IRIGAŢII – DRENAJE, AFLATE ÎN PRODUCŢIE AGRICOLĂ

În cadrul unui câmp experimental plasat în zona pedoclimatică a viitoarei amenajări de irigaţii-drenaje se urmăresc diferite aspecte: climatice, hidrologice, hidrogeologice, geotehnice, pedologice, agricole, economice, tehnice etc.

Pentru fiecare din aceste aspecte există o tehnică de observaţii şi determinări specifice.

Variantele tehnico-economice de amenajări, de exemplu desecări-drenaje, se propun spre studiu în câmpurile experimentale analizând de astă dată, producţia agricolă în diferite variante de amenajare. Astfel diverse variante pot fi alcătuite, dintr-un anumit tub de drenaj şi filtru rezultat ca tehnico-economic în studiile de drenaj, efectuate şi apoi acesta se combină cu diverse măsuri de modelare, nivelare, afânare, irigaţii etc.

Prin model experimental se înţelege schema de amplasare în teren a variantelor cât şi tehnica de prelucrare şi interpretare a datelor obţinute (producţia agricolă în cazul nostru).

Pentru câmpurile experimentale de drenaj, alegerea modelului experimental trebuie să ţină seamă de următoarele cerinţe:

- parcela variantă, ca element de regularizare, trebuie să se încadreze în schema hidrotehnică a sistemului de desecare-drenaj;
- schema de amplasare a parcelelor-variante trebuie să corespundă fazei de cercetare a factorilor analizaţi;
- tehnica de prelucrare şi interpretare a datelor experimentale trebuie să fie compatibilă cu schema experimentală adoptată şi numărul de factori urmăriţi în cercetare.

Astfel pentru faza de cercetare preliminară, atunci când se organizează pentru prima dată cercetări de drenaj într-o zonă şi nu se dispune de orientări pentru alegerea variantelor, terenul destinat câmpului experimental fiind uniform, cuprinzând o singură unitate

de sol, se adoptă în majoritatea cazurilor aşezarea parcelelor variante în fâşii perpendiculare pe canalul de desecare fără repetiţii, metodă ce oferă posibilitatea cercetării monofactoriale a unui număr mare de variante, fără ca experienţa să ocupe o suprafaţă prea mare.

Pentru interpretarea producţiei agricole obţinute pe fiecare variantă în parte şi evidenţierea variantei celei mai bune, din acest punct de vedere, s-a adoptat tehnica de analiză dispersională (analiza Variantei) dezvoltată de Fisher, cunoscută şi sub denumirea prescurtată de ANOVA. Această metodă cuprinde un întreg ansamblu de procedee statistice proprii pentru fiecare schemă experimentală în parte, constând din verificarea omogenităţilor mediilor mai multor populaţii normale prin testarea ipotezei nule. Pentru testarea acestei ipoteze se foloseşte o statistică de tipul F (FISHER-SNEDECOR).

Principalele relaţii de calcul necesare pentru testarea ipotezei nule pentru schema de aşezare a variantelor experimentale în fâşii sunt:

$$SS_T = \sum_{i=1}^{m} \cdot \sum_{j=1}^{n} \cdot X_{ij}^2 - \frac{\left( \sum_{i=1}^{m} \cdot \sum_{j=1}^{n} \cdot X_{ij} \right)^2}{m \cdot n} \qquad (12.32)$$

$$SS_V = \frac{\sum_{i=1}^{m} \cdot \left( \sum_{j=1}^{n} \cdot X_{ij} \right)^2}{n} - \frac{\left( \sum_{i=1}^{m} \cdot \sum_{j=1}^{n} \cdot K_{ij} \right)^2}{m \cdot n} \qquad (12.33)$$

$$SS_E = SS_T - SS_V \qquad (12.34)$$

$$\left.\begin{aligned} GL_T &= m \cdot n - 1 \\ GL_V &= m - 1 \\ GL_E &= m(n-1) \end{aligned}\right\} \qquad (12.35)$$

$$MSS_V = \frac{SS_V}{GL_V}; \quad MSS_E = \frac{SS_E}{GL_E} \qquad (12.36)$$

$$F = \frac{MSS_V}{MSS_E} \qquad (12.37)$$

Ipoteza nulă este respinsă dacă:

$$F > F\alpha,\ m-1,\ m(n-1) \qquad (12.38)$$

unde:

$m$ – numărul de variante experimentale

$n$ – numărul de observaţii (eşantioane de producţie) recoltate pe o variantă experimentală

$Xij$ – valoarea numerică a acestei observaţii (producţia agricolă în q/ha)

$SS_T$ – variaţia totală a observaţiilor

$SS_V$ – variaţia datorată variantelor experimentale

$SS_E$ – variaţia datorată factorilor neînregistraţi

$MSS_V$ – dispersia corectată pentru variantele experimentale

$MSS_E$ – dispersia corectată pentru factorii neînregistraţi

$GL$ – grade de libertate

$F$ – statistica calculată

$F\alpha,\ m-1,\ m(n-1)$ – cuantila superioară a repartiţiei $F_{m-1}\ m,\ (n-1)$ pentru $\alpha$ dat

$\alpha$ – probabilitatea erorii (prag de semnificaţie)

În cazul în care această ipoteză nulă este respinsă, cu ajutorul metodelor de comparaţie multiplă se determină varianta sau variantele care diferă semnificativ din punct de vedere al producţiei agricole obţinute, acestea fiind propuse pentru generalizare în producţie dacă obţin rezultate la fel de bune şi din alte puncte de vedere (al investiţiei specifice, energetic, hidraulic etc.).

Acest lucru se efectuează în cadrul unei analize multicriteriale.

În cazul în care ipoteza nulă este acceptată, diferenţele între variante sunt nesemnificative şi nu se pot propune pentru generalizare.

# CONSTRUCŢII HIDROTEHNICE ŞI INSTALAŢII COMUNE SISTEMELOR DE IRIGAŢII ŞI DESECĂRI

## 13.1. CENTRE DE PRIZĂ ŞI EVACUARE

Instalaţiile care formează centrul de priză (instalaţiile frontale) au rolul de a deriva din sursă un debit de apă în raport cu nevoile sistemului de irigaţie şi de a o trimite prin canalul magistral sau de aducţiune spre terenurile de irigat.

*Centrele de priză* trebuie să îndeplinească în general următoarele funcţiuni: să capteze la termenele fixate debitele necesare după planul de folosire al apei în sistem: să apere sistemul de irigaţie de pătrunderea macroaluviunilor din râu (particule cu diametrul mai mare de 0,15 mm); să nu fie inundate; să fie sigure şi rezistente; să funcţioneze la nivele mici în râu (sursă) cu asigurarea de 80% din perioada de irigaţie; să permită o exploatare simplă şi o execuţie în timp scurt şi economică; să creeze în unele cazuri condiţii pentru deservirea navigaţiei şi hidroenergeticii, pentru alimentarea cu apă potabilă etc.

Dificultăţile de proiectare şi executare a centrelor de priză decurg din caracterul instabil al râului şi din fenomenul de aluvionare. Amplasarea centrelor de priză depinde de natura sectorului de râu folosit ca sursă: superior, mijlociu, inferior şi de vărsare şi de felul prizei.

La stabilirea locului prizei trebuie să se aibă în vedere regimul râului, albia râului, gradul de sinuozitate, natura aluviunilor etc.

Complexul de construcţii şi instalaţii menit de a deriva apa din sursă se numeşte „centru de priză” sau „instalaţii frontale”.

Prizele de apă pot fi clasificate după mai multe criterii: după nivelul captării din albia râului (prize cu nivel liber, cu captare de adâncime); după amplasamentul captării faţă de albie (prize cu captare de mal – laterală – la unul sau ambele maluri, precum şi cu captarea în albie – frontală); după funcţionare (prize gravitaţionale şi prin ridicare mecanică – pompare); după dispozitivele contra aluviunilor de fund (fără dispozitive, cu stăvilare de spălare, cu canal de spălare, cu galerie de spălare în baraj, cu galerie de spălare sub prag, cu dispozitive combinate şi speciale – panouri Potapov); după procentul de captare faţă de debitul minim asigurat; $\alpha = \dfrac{Q_{captat}}{Q_{\min.asig.}}$ cu valori de la 0,15 la 0,8.

După particularităţile constructive ale centrelor de priză, legate de condiţia de folosire planificată a apei în sistemul de irigaţie, se deosebesc două tipuri de prize:

1) prize fără regularizarea debitelor şi nivelurilor apei din sursă – prize fără baraj;

2) prize cu regularizarea debitelor şi nivelurilor apei din sursă – prize cu baraj.

Pentru exemplificare vom prezenta schema de captare şi de pompare din sistemul de irigaţii Sadova – Corabia (fig. 13.1).

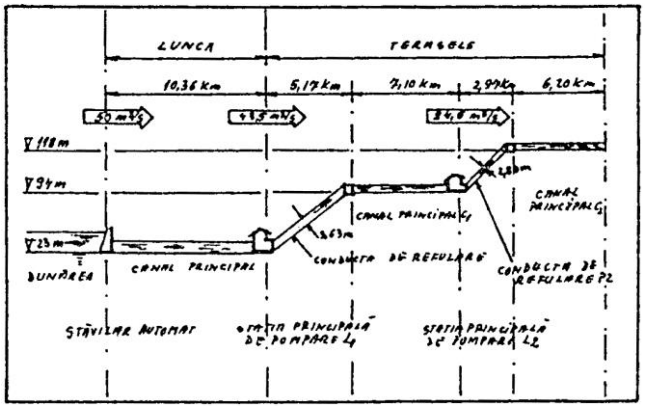



**Fig. 13.1.** Schema aducţiunii în sistemul de irigaţii Sadova – Corabia.

Se captează din Dunăre un debit de 50 $m^3$/sec. cu ajutorul unei prize gravitaţionale echipată cu un stăvilar regulator de debit cu 3 deschideri, cu canal $C_0$, de 10,36 km lungime, săpat în debleu, staţia de pompare $L_1$ care ridică un debit de 43,5 $m^3$/sec. la o înălţime de 61 m printr-o conductă de refulare de 5,17 km lungime şi 3,63 m diametru. Staţia de pompare $L_1$ este echipată cu 8 pompe fiecare având 5,45 $m^3$/sec. Conducta de refulare alimentează un canal $C_1$, căptuşit, de 7,1 km lungime. La capătul acestui canal, o a doua staţie principală de pompare $L_2$ echipată cu 6 pompe ridică un debit de 24,5 $m^3$/sec. cu 24 m printr-o conductă de refulare de 2,97 km lungime şi 2,80 m diametru.

*Centrele de evacuare* a apei din sistemele de desecare sunt compuse din evacuări gravitaţionale, care sunt închise în timpul apelor mari în emisar, şi staţii de pompare care funcţionează în timpul apelor mari.

La alegerea amplasamentului centrului de evacuare în emisar se vor avea în vedere următoarele: centrele de evacuare vor fi amplasate în punctul cu altitudinea cea mai joasă a bazinului, pe cât posibil în

avalul unor văi, privaluri sau depresiuni locale, care ar putea servi ca receptori naturali pentru acumularea temporară a apelor sistemului de desecare, cu scopul de a echilibra variaţiile debitului de evacuare. Amplasarea trebuie să fie precedată de ample studii geotehnice, ţinând seamă de terenurile slabe din aceste zone ale albiei râurilor îndiguite. În cazul când cursul de apă receptor este îndiguit, se va căuta ca lungimea canalului de evacuare din albia majoră (zona dig – mal), care face legătura între centrul de evacuare şi albia minoră să fie mai mică, deoarece un astfel de canal deschis este expus împotmolirii cu ocazia viiturilor.

Se va evita trasarea canalului colector de evacuare paralel cu digul de apărare şi la o distanţă mai mică de 50 m de aceasta, în cazul când străbate straturi de nisip şi pietriş sau când radierul canalului s-ar găsi la mai puţin de 1 m deasupra unor astfel de straturi permeabile, aceasta pentru a preîntâmpina pericolul străpungerii hidraulice a terenului de sub corpul digului.

Se va examina posibilitatea evacuării prin pompare numai a apelor de provenienţă joasă, dacă apele externe de provenienţă înaltă pot fi descărcate gravitaţional în emisar.

În exemplul din fig. 13.2.a, în care digul de apărare este notat cu 1, iar linia despărţitoare dintre zona înaltă şi joasă cu 2, apele interne din zona joasă sunt colectate în canalul 3 şi evacuate în emisar prin staţia de pompare 4. Apele externe sunt interceptate de canalul 5 şi evacuate în emisar gravitaţional în punctul 6, aval de staţia de pompare.

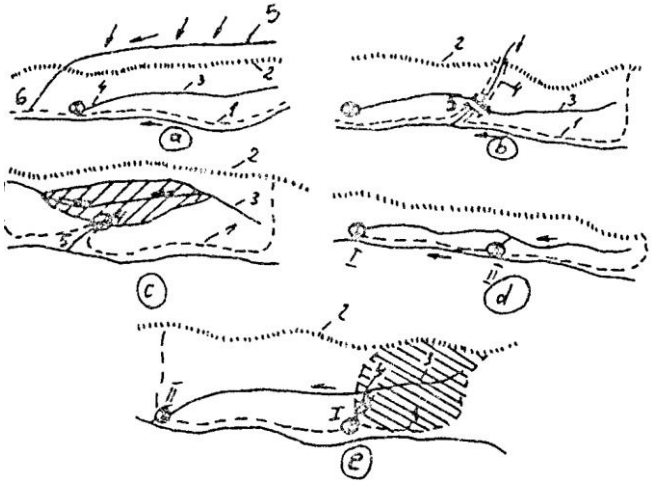


**Fig. 13.2.** Schema de amplasare a centrelor de evacuare.

Dacă lunca desecabilă are lăţimea mică (fig. 13.2.b), apele de provenienţă înaltă pot fi evacuate în emisar pe cale gravitaţională, prin canalul în rambleu 4, iar apele din lunca joasă sunt colectate de canalul 3, care subtraversează canalul 4 prin subtraversarea 5 şi conduce apa la staţia de pompare 6.

În situaţia din fig. 13.2.c, dacă depresiunea desecabilă (suprafaţa haşurată) este despărţită de emisar printr-un teren înalt a cărui străbatere ar necesita un canal prea adânc, staţia de pompare 4 va fi amplasată la marginea depresiunii din care apele vor fi ridicate în canalul în semirambleu 5.

În figura 13.2.d este situaţia unui canal principal colector de desecare cu un traseu prea lung în apropierea emisarului. În astfel de cazuri trebuie examinată oportunitatea evacuării apelor prin două staţii de în pompare I şi II. O astfel de situaţie este indicată atunci când panta terenului este foarte mică, impunând adâncimi mari ale canalelor. Evacuarea în punctul II a unei părţi din debit duce şi la o putere instalată mai mică necesară pentru pompare şi o reducere a lucrărilor de terasament. Descărcarea apelor prin două staţii de pompare devine oportună când canalul principal de evacuat are o pantă mică de 0,2-0,3% şi lungimea peste 5-6 km. De asemenea sunt oportune două staţii de pompare, fig. 13.2.e, când zona din amonte (haşurată) este cu mult mai joasă decât zona din aval.

Amenajarea terenurilor din luncile râurilor cu un macrorelief relativ regulat reclamă atât măsuri de desecări cât şi de irigaţii, pentru ridicarea şi menţinerea capacităţii de producţie. O soluţie eficientă în acest sens o constituie un singur centru de priză şi evacuare, râul fiind şi sursă şi emisar în acelaşi punct. Funcţionarea acestor centre este cunoscută sub numele general de *reversibil* gravitaţional şi prin pompare în toate sensurile posibile, spre irigaţii (cu apă din râu şi, din sistemul de desecare, gravitaţional şi prin pompare) şi pentru desecări (gravitaţional sau prin pompare).

În fig. 13.3 este reprezentată staţia de pompare reversibilă Baital din Amenajarea hidroameliorativă a insulei Borcea, realizată în cheson deschis, cu electropompe axiale verticale cu refulare pantalon.

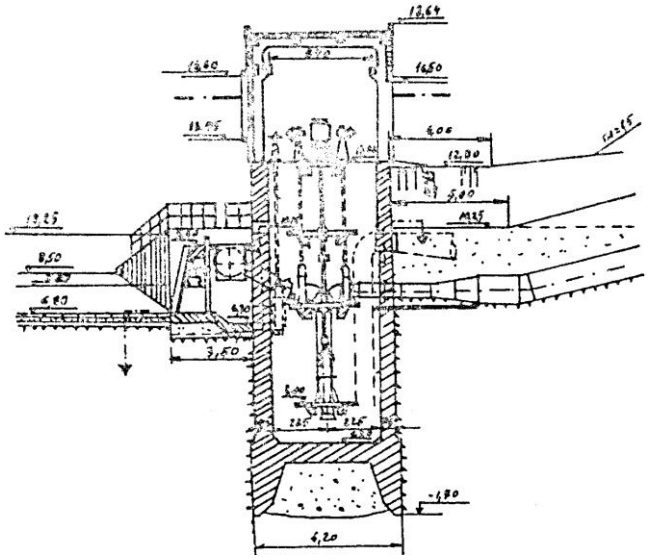


**Fig. 13.3.** Staţia de pompare reversibilă Baital. Amenajarea hidroameliorativă a insulei Borcea.

## 13.2. REGLAREA NIVELELOR ŞI A DEBITELOR PE CANALE

Sistemele de irigaţii şi desecări, drenaje necesită numeroase construcţii şi instalaţii astfel: grătare, stăvilare batardouri, stăvilare plane acţionate electric sau manual, deznisipatoare, debitmetre pe canale şi conducte etc.

În sistemele de irigaţii se impune de a menţine cotele de comandă ale apei în diferite puncte (în special la derivaţii) la cote bine definite. Scăderea sau ridicarea acestui nivel de apă într-un punct reclamă manevre ale stăvilarelor din amonte care să asigure creşterea sau micşorarea consumului de apă la irigaţii în dreptul derivaţiilor din aval. Până în prezent s-au folosit stavile (regulatoare) de tip Amil, Avio, Avis (după sistem Neyrpic – Franţa) sau asemănătoare tip D şi T (fabricate în România).

Recent a început dotarea sistemelor de irigaţie cu stăvilare (regulatoare de nivel) tip IEELIF – Tulcea, brevet invenţie nr. 79.362, intitulat „Regulator hidraulic de nivel (RHN)" România, al cărui principiu de funcţionare, conform fig. 13.4, este: stăvilarul cu tablierul curb şi de secţiune trapezoidală are prevăzut pe partea amonte a tablierului un plutitor, care la partea inferioară are o tijă cu dop care poate închide orificiul spre amonte sau înspre aval a acestui plutitor după cum se comandă de o cumpănă pusă în legătură cu această tijă. Cumpăna este acţionată de doi plutitori montaţi lateral de canal într-un cămin.

Plutitorul din amonte are camera sa de nivel în legătură cu nivelul amonte al RHN din canal, iar plutitorul aval respectiv cu nivelul aval al RHN din canal, prin intermediul unei conducte de diametru mic (rezistenţă hidraulică).

Astfel, se reglează plutitorul din aval pentru a avea plutirea la nivelul aval din canal care trebuie menţinut constant. Operaţia se realizează la momentul când adâncimea apei în canal este la nivelul cerut, iar plutitorul aval se fixează cu un şurub în tija sa.

Plutitorul din amonte se lasă să culiseze pe tija sa între două nivele admise în canalul din partea amonte: maxim în amonte ca apa să nu deverseze peste coronamentul canalului sau al RHN şi minim în amonte ca apa să nu scadă sub un anumit nivel la prizele de pe derivaţiile amonte ale acestui canal de distribuţie automatizat.

În consecinţă, acest regulator hidraulic de nivel este cu asigurarea nivelului aval constant, iar în amonte el poate limita nivelul apei la o cotă maximă şi minimă impusă.

Regulatorul hidraulic de nivel funcţionează astfel: dacă consumul în aval creşte, nivelul apei în avalul canalului va scădea, plutitorul din mal va coborî, cumpăna se va înclina spre aval, împingând tija cu dop, care închide orificiul spre amonte al plutitorului din tablierul stăvilarului şi deschide orificiul spre aval, golindu-se o parte din apă din plutitorul RHN, care se uşurează şi se ridică, satisfăcând cererea de apă din aval.

Invers, dacă consumul de apă scade în avalul canalului, nivelul de apă se ridică, plutitorul din mal se ridică şi el înclinând cumpăna spre amonte şi acţionează tija închizând orificiul spre aval din plutitorul tablierului, şi deschide orificiul din partea amonte pe unde pătrunde apă, îngreunează tablierul stăvilarului şi produce închiderea stăvilarului pentru a micşora alimentarea cu apă a biefului aval. Comenzile date de plutitorul din amonte care culisează pe tija sa poate atinge opritorul montat în tijă la nivel maxim, pentru care plutitorul amonte va înclina cumpăna spre aval, aceasta împinge tija în plutitorul din tablier deschizând orificiul spre aval şi închizând orificiul spre amonte, se va goli o parte din apă,

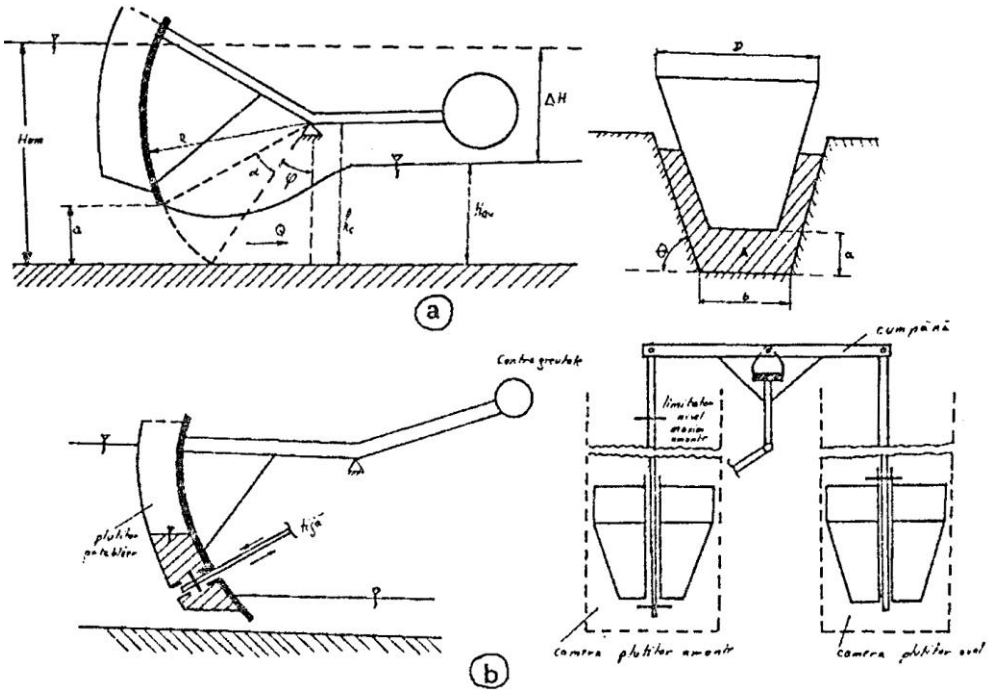



**Fig. 13.4.** Regulator hidraulic de nivel tip IEELIF – Tulcea: a – Schema hidraulică a stăvilarului; b – Schema mecanismelor de comandă.

plutitorul se uşurează şi stavila se va ridica, golind o parte din apa din bieful amonte. Invers, dacă plutitorul amonte atinge opritorul de nivel minim admis în bieful amonte al canalului, cumpăna se va înclina spre amonte, tija este scoasă, închizând orificiul din aval al plutitorului din tablier, deschizându-se pe cel din amonte prin care va pătrunde apă, îngreunând tot stăvilarul, care se va închide, păstrând nivelul minim de apă în bieful amonte al canalului conform restricţiei.

Menţionam că acest RHN poate funcţiona şi cu o semi-cumpănă dacă dorim să reglăm numai nivelul aval, sau numai nivelul amonte. De asemenea, este necesar ca centrele de greutate ale tablierului stăvilarului şi ale contragreutăţii sa fie coliniare cu axul de rotaţie al stăvilarului, găsindu-se în echilibru la nivele de reglaj dorite în canal.

Având asigurate nivelele de apă în cele două biefuri amonte şi aval de RHN, se pot instala pe derivaţiile din apropierea RHN module cu mască pentru asigurarea debitelor la consumatori în limitele variaţiilor de nivel amonte admise la modulele cu mască.

Conform figurii 13.4, rezultă înălţimea secţiunii de curgere:

$$a = h_c - R \cdot \cos(\varphi + \alpha) \qquad (13.1)$$

Secţiunea de curgere:

$$A = a(2m \cdot H_{am} + b - m \cdot a) \qquad (13.2)$$

$$m = \operatorname{ctg}\theta$$

Debitul în cazul curgerii libere în aval:

$$Q = \mu \cdot A\sqrt{2g\left(H_{am} - \frac{a}{2}\right)} \qquad (13.3)$$

unde:

$$\mu = f\left(\frac{a}{H_{am}}\right) = 0,65 - 0,75$$

Debitul în cazul curgerii înecate;

$$Q = \mu \cdot A\sqrt{2g \cdot \Delta H} \qquad (13.4)$$

unde:

$$\mu = F\left(\frac{a}{H_{am}}, \frac{H_{am}}{H_{av}}\right) = 0,8 - 1$$

## 13.3. INSTALAŢII PENTRU REGLAREA BILATERALĂ A APEI PE CANALE

În sistemele de canale de desecare este necesară reglarea bilaterală a apei pe canale, adică să se asigure scurgerea apei în exces şi să se poată reţine apa în canalele de desecare pentru a crea rezerve de apă pentru perioade secetoase sau să se asigure nivele de apă pentru a se realiza subirigaţia terenurilor agricole amenajate cu drenaje tubulare orizontale.

În sistemele de canale de irigaţii se impune reţinerea apei pe canale ca o rezervă (în momentele de întrupare a pompării pe aceste canale) pentru perioada de refacere a nivelelor de apă în punctele de derivaţie. Astfel, s-a conceput stăvilarul flexibil cu dublă curbură tip IEELIF – Arad, brevet invenţie nr. 91.040, intitulat „Baraj flexibil autoreglabil", care se dispune în lungul canalelor de irigaţii sau desecări, fig. 13.5, care realizează biefuri de lungimi $L_1$, $L_2$, ... funcţie de panta canalelor, permiţând trecerea unui debit $Q$ în aval, funcţie de consum şi funcţie de reţinerea dorită $H$. Lama de apă ce deversează $\Delta H$ este realizată prin autoreglare de către vasul de expansiune montat în taluzul canalului situat la înălţimea $h_0$. Adâncimea apei în amontele biefurilor realizate este $h$, necesară disipării energiei şi a volumului de retenţie prevăzut. Stăvilarul flexibil cu dublă curbură autoreglabil este realizat din folie de cauciuc cu inserţie textilă (pentru a fi nealungibil în planul foliei). Acesta se croieşte în formă dreptunghiulară, de lungime egală cu perimetrul canalului care trebuie barat până la adâncimea $H$ (plus o rezervă pentru prinderea în taluze) şi o lăţime egală cu lungimea circumferinţei dorite a stăvilarului, egală cu aprox. $\pi \cdot l$ (plus o rezervă pentru prinderea în radier şi taluze), fig. 13.6. Construcţia constă din realizarea unei porţiuni de canal betonate cu palplanşe în amonte pentru canale de desecare şi irigaţii nebetonate, cu înglobarea unui profil metalic pe perimetrul canalului cu prinderea în şuruburi a stăvilarului.

Pentru a se realiza o transmitere bună a împingerii apei la radier se prevede o bară rotundă de oţel în faţa şuruburilor de fixare a foliei. Astfel petrecută folia şi lipită în această porţiune, se va strânge cu un profil de oţel în partea superioară (platbandă sau cornier) pentru a realiza etanşeitatea. Folia va fi prinsă în mod similar şi pe taluze pe porţiunea orizontală. Stăvilarul se umple cu apă printr-un robinet de la o reţea de conducte de apă, sau de la o cisternă până la înălţimea $h_0$ necesară reţinerii propuse $H$.

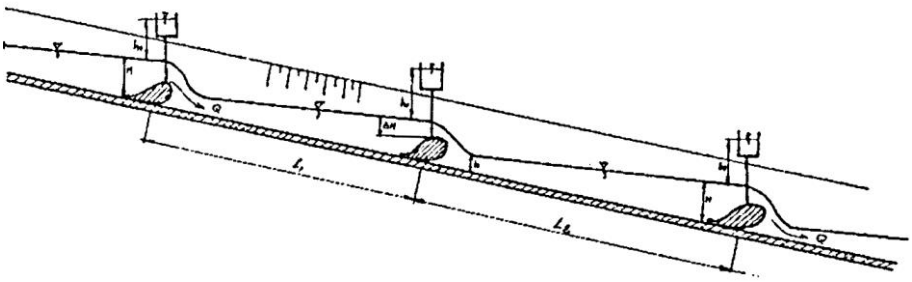


**Fig. 13.5.** Schema realizării reţinerilor de apă pe canale, cu ajutorul stăvilarelor flexibile autoreglabile.

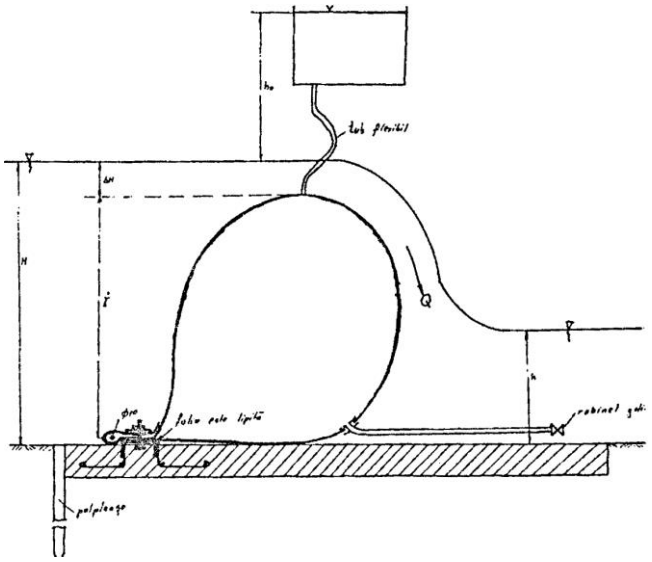


**Fig. 13.6.** Elemente constructive ale stăvilarului flexibil cu dublă curbură, autoreglabil.

Ţinând seamă de nivelul de reţinere dorit *H*, în momentul când din amonte avem un debit mai mare, lama deversantă Δ*H* creşte, producând o apăsare mai mare pe stăvilarul flexibil, şi refulează o parte din volumul de apă în vasul de expansiune. Invers, dacă debitul din amonte scade, va scădea şi grosimea lamei deversante ΔH, apăsarea va fi mai mică (presiunea din interior mai mică) şi o parte din apă din vasul de expansiune va intra în stăvilar.

Se realizează astfel o autoreglare a nivelului amonte *H* la o cotă constantă dorită. Pentru dimensionarea stăvilarului se utilizează cunoscuta relaţie de la pânze într-un punct şi anume:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{p}{N} \qquad (13.5)$$

în care:

ρ este raza de curbură a pânzei;

*p* – presiunea apei din interiorul pânzei;

*N* – efortul de întinderea a pânzei.

Cunoscând efortul unitar de întindere admis în pânză (folie) σ, admiţând că folia nu se întinde (adică lungimea circumferinţei rămâne constantă), se poate construi forma stăvilarului flexibil cu dublă curbură, fig. 13.7, dimensionarea grosimii foliei, cât şi curbele de corelaţie necesare în exploatare.

Stăvilarul construit la IEELIF – Arad în mai multe sisteme permite o bună reglare bilaterală a scurgerii. Astfel, dacă stăvilarul se goleşte de apă prin intermediul unui furtun fixat la bază în peretele pânzei ca o valvă şi un robinet în avalul furtunului, folia se va mula pe radier şi taluze, neproducând praguri care ar putea conduce la împotmolirea biefurilor la turbidităţi mari.

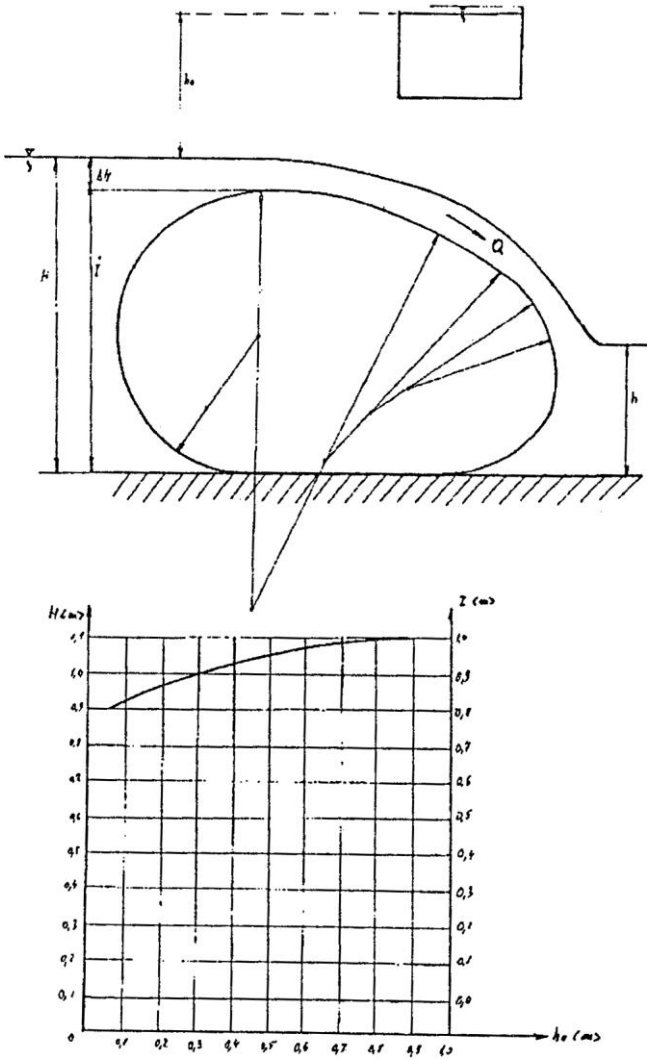


**Fig. 13.7.** Curba de corelaţie a parametrilor hidraulici ale stăvilarului flexibil cu dublă curbură, autoreglabil, în regim de deversare (*H* = 1 m, 0; < 0,5 m) şi reprezentarea formei stăvilarului.

Capitolul 14

# UTILITĂŢI ANEXE ALE SISTEMELOR DE IRIGAŢII ŞI DESECĂRI

## 14.1. REŢEAUA DE DRUMURI

Reţeaua de drumuri, într-un sistem de irigaţie şi desecări, trebuie să asigure: accesul vehiculelor spre construcţiile sistemului (staţii de pompare, prize, stăvilare etc.), accesul maşinilor agricole (tractoare, semănători, combine etc.) urmărindu-se folosirea raţională a fondului funciar şi reducerea la maximum a suprafeţei ocupate de drumuri, utilizându-se cu prioritate drumurile existente.

Amplasarea, dimensionarea şi întreţinerea acestor drumuri (drumuri agricole) se face pe baza „Normativului departamental OD 191-78" şi proiectele se elaborează de către proiectanţi pentru sistematizarea şi organizarea teritoriului, pentru îmbunătăţiri funciare, pe baza legislaţiei în vigoare: Legea drumurilor 13/ 1974; legea 43/1975 pentru stabilirea normelor privind proiectarea, construirea şi modernizarea drumurilor.

### 14.1.1. CLASIFICAREA DRUMURILOR

Drumurile agricole se clasifică după funcţiune în:

– drumuri de exploatare de categoriile I, II şi III (după legea 43/1975);

– drumuri tehnologice agricole care includ şi întreţinerea şi exploatarea sistemelor de irigaţii şi desecări.

După importanţă, drumurile agricole se împart în drumuri principale şi secundare, iar după sistemul rutier sunt drumuri de pământ, pământ stabilizat, drumuri pietruite sau asfaltate (îmbrăcăminţi de tip uşor) şi drumuri modernizate cu îmbrăcăminţi asfaltice de tip greu şi mijlociu sau cu pavaj de piatra cioplită.

După durata de existenţă se disting: drumuri permanente şi drumuri temporare (provizorii) de exemplu pe timpul execuţiei amenajărilor de irigaţii şi desecări.

### 14.1.2. AMPLASAREA DRUMURILOR

Amplasarea drumurilor se realizează în corelaţie cu reţeaua de irigaţie şi desecare în cadrul sistematizării şi organizării teritoriului agricol având în vedere traseele cele mai scurte, evitarea obstacolelor naturale şi realizarea de cheltuieli minime. Drumurile de exploatare principale se amplasează de-a lungul canalelor de aducţiune, distribuţie şi evacuare sau la capetele solelor. Drumurile secundare se trasează pe latura amonte sau aval a sectorului de udare, creându-se o corelaţie cât mai bună între exploatarea lucrărilor de irigaţii şi desecări cu lucrările procesului de producţie agricolă.

### 14.1.3. ELEMENTE DE DIMENSIONARE A DRUMURILOR

Pe sectoarele unde drumul se desfăşoară în lungul canalelor, în profil transversal al drumului, se va prezenta şi canalul. Platforma drumului cuprinde partea carosabilă şi acostamentelor după STAS 4032/1-74. Lăţimea părţii carosabile se determină pe baza lăţimii vehiculelor, a maşinilor agricole, a tonajului de transportat, cu una sau două benzi de circulaţie etc., încadrându-se în dimensiunile indicate de legea 43-1975.

La intersecţia a două drumuri se recomandă a se folosi razele de curbură din normativul PD 191-78.

Pentru asigurarea scurgerii laterale a apelor, platforma drumului va avea bombament: sub formă de parabolă, de acoperiş cu două pante, cu două pante racordate în treimea mijlocie, cu arc de cerc sau parabolă şi cu manta unică.

Înclinarea taluzelor se alege funcţie de natura terenului, după prescripţiile STAS 2912-69 revizuit în 1976.

Pentru acostamentul drumului, şanţurile marginale, banchetele, profilul în lung al drumului, lăţimea părţii carosabile, vizibilitatea pe drum, încrucişări de nivel, lucrări de artă, terasamente, consolidarea părţii carosabile, lucrări accesorii, gradul de ocupare a terenului etc. se vor respecta indicaţiile normativului PD 191/19778.

La drumurile amplasate de-a lungul unor canale în rambleu sau semirambleu, pentru a evita distrugerea terasamentului drumului datorită apelor ce se infiltrează din canal, se recomandă înălţarea drumului şi în cazuri excepţionale, impermeabilizarea canalelor sau consolidarea părţii carosabile a drumului şi mai puţin mărirea distanţei dintre drum şi canal, deoarece se fragmentează excesiv terenul de cultură.

## 14.2. LINIILE ELECTRICE, TELEFONICE, RADIO ŞI DE AUTOMATIZARE

În amenajările de irigaţii şi desecări liniile electrice şi telefonice se proiectează corespunzător unor cerinţe etapizate în timp şi spaţiu, după cum urmează:

– pentru execuţia în şantier a lucrărilor, ţinându-se seamă de totalitatea obiectivelor ce se realizează;

– pentru exploatarea sistemului de irigaţie şi desecări.

Se va avea în vedere, pe cât posibil, ca realizările reţelelor electrice şi telefonice din prima etapă să permită o racordare la lucrările din etapa de exploatare, în scopul unei eficiente maxime a lucrărilor.

Reţelele electrice (liniile electrice aeriene LEA) distribuie energie pentru: staţiile de pompare de irigaţii şi desecări; funcţionarea automatizată a unor amenajări, iluminat etc.

Pentru servirea tuturor obiectivelor din schema hidrotehnică a sistemului de irigaţii şi desecare coexistenţa reţelelor impune anumite paralelisme, după cum urmează:

a) în cazul paralelismului între LEA de diverse tensiuni şi canale deschise (din pământ sau beton armat), distanţa pe orizontală între marginea taluzului şi marginea fundaţiei stâlpului cel mai apropiat va fi, în cazul terenurilor normale de minimum: 6 m pentru LEA cu $U_n$ = 1-25 kV; 10 m pentru LEA cu $U_n$ = 15-110 kV; 15 m pentru LEA cu $U_n$ = 200-400 kV.

În cazul terenurilor sensibile la înmuiere, aceste distanţe se vor lua pe baza referatului geologic, fără însă a fi mai mici decât cele indicate mai sus.

La stabilirea acestei distanţe se va avea în vedere şi necesitatea accesului de-a lungul canalului cu utilaje pentru execuţie şi exploatarea canalelor.

b) în cazul paralelismului între LEA de diverse tensiuni şi canale căptuşite cu dale din beton sau jgheaburi din beton armat, distanţa măsurată pe orizontală, între marginea lor şi fundaţiile stâlpilor va fi de minimum: 6 m pentru LEA cu $U_n$ = 1-25 kV; 10 m pentru LEA cu $U_n$ = 35-60 kV; 30 m pentru LEA cu $U_n$ = 110-400 kV;

c) în cazul paralelismului între LEA de diverse tensiuni cu conducte îngropate din beton nearmat, azbociment, premo sau PVC se vor respecta distanţele pe orizontală prevăzute la pct. a, iar pentru conducte din beton armat sau metalice, prevederile de la pct. b.

d) în cazul paralelismului între LEA de diverse tensiuni cu conducte metalice supraterane fixe, amplasate în zona de 50 m de o parte şi de alta a LEA, se recomandă prescripţiile de la punctul b. În situaţia în care nu este posibilă din considerente constructive, limitarea paralelismului la 175 m, se va prevedea legarea conductei la ambele capete la o priză de pământ artificială, cu rezistenţă de maximum 10 ohmi.

Apar şi situaţii de încrucişări ale liniilor electrice aeriene (LEA) cu reţelele de irigaţii şi desecări, în care caz se iau măsurile din tabelul 18.1.

Proiectarea, execuţia şi întreţinerea reţelelor electrice se realizează de către organele de specialitate ale Ministerului energiei electrice.

Reţelele telefonice leagă sediul de sistem, dispeceratul cu sectoarele de exploatare, cantoanele, staţiile de pompare, secţiunile de control, în întreaga schemă hidrotehnică cu fermele, aglomeraţiuni umane etc.

Firele sunt montate aerian, pe stâlpi, după trasee care leagă cât mai direct obiectivele cu posturi telefonice sau radio-telefonice şi paralele cu reţeaua de drumuri pe partea opusă a LEA.

Echiparea cu posturi de radio-emisie-recepţie (radio-telefon) este folosită atât în faza de şantier, cât şi în exploatare (în special în perioada de vârf: aplicare udări, ape mari la desecări etc.). Posturile radio-telefon se instalează atât ca posturi fixe, cât şi mobile (pe autoutilitare de teren).

Proiectarea, execuţia şi întreţinerea liniilor telefonice se realizează prin unităţi de specialitate din cadrul Departamentului poştelor din MTTc.

Liniile de automatizare, de telemăsură şi telecomandă au drept scop achiziţionarea şi centralizarea datelor (telemăsură) privitor la funcţionarea obiectivelor care formează amenajarea de irigaţii şi desecări (priza de apă, staţiile de pompare, construcţiile pe reţeaua de canale, îndeosebi stavilele, instalaţiile de pe reţeaua de conducte etc.), debitele tranzitate, nivelurile de apă în reţeaua de aducţiune şi distribuţie.

Se realizează deci controlul centralizat al condiţiilor de alarmare ce apar în reţeaua de irigaţie (telemăsură), dar şi comanda de la distanţă a funcţiilor destinate automatizării locale şi a funcţiilor de protecţie a principalelor părţi dinamice ale sistemului (telecomandă) şi deci asigurarea unui timp minim în întreprinderile funcţionării.

Vehicularea informaţiilor între staţia de bază – dispecer şi obiectivele arătate mai sus – staţii secundare se face prin aceste linii de cabluri electrice de telemetrie (în afara liniilor telefonice şi de radio descrise mai sus) prevăzute cu microprocesoare.

## 14.3. REŢELE HIDROGEOLOGICE

În amenajările de irigaţii, în cele de desecări-drenaje, cât şi pe suprafeţele ce urmează a se amenaja se proiectează şi se realizează o reţea de puţuri de observaţii hidrogeologice. Acestea au scopul de a urmări evoluţia nivelurilor apei freatice şi de a transmite o prognoză hidrogeologică fermelor, în vederea corelării lucrărilor agricole, precum şi pentru fundamentarea soluţiilor de lucrări hidroameliorative.

Observaţiile – evoluţia nivelurilor, prelevări de probe pentru analize privind evoluţia chimismului apei etc. – se fac pe baza unor teme metodice elaborate de cercetare, în strânsă legătură cu organele de exploatare.

Proiectarea, execuţia, întreţinerea şi exploatarea reţelei de puţuri de observaţii hidrogeologice pentru irigaţii şi desecări se realizează pe bază de „Instrucţiuni tehnice" PD-12-71 MAIA.

Puţurile de observaţii în stratul freatic destinate studiilor de proiectare se execută cu următoarea densitate, funcţie de adâncimea apei şi mineralizarea:

| Densitatea puţurilor | Adâncimea de la suprafaţa solului a nivelului apei subterane |
|---|---|
| Un puţ la 500-1.000 ha | < 5 m |
| Un puţ la 1.000-2.000 ha | 5-10 m |
| Un puţ la peste 2.000 ha | >10 m |
| Densitatea puţurilor | Mineralizarea apei subterane (g/l) |
| Un puţ la 200-300 ha | >2 |
| Un puţ la 300-500 ha | < 2 |

Puţurile de observaţii pentru nevoile exploatării terenurilor amenajate pentru irigaţii, desecări etc. se execută cu următoarea densitate:

– suplimentarea densităţii de mai sus a puţurilor de studii cu circa 50% ca urmare a modificării regimului hidrogeologic al unităţii şi care poate creşte până la 100%.

Pe canale, amplasarea puţurilor pentru exploatare se face pe profile transversale cu distanţe de 2-5 km (vezi instrucţiuni tehnice PD 12-71).

Piezometre se execută în stratul freatic sau suprafreatic când se acumulează apă sub presiune.

Instrucţiunile tehnice mai prevăd pentru puţurile hidrogeologice: condiţii de acces, coordonarea cu reţeaua hidrogeologică naţională, modul lor de amplasare, execuţie, recepţie, întreţinere, programul de măsurători şi observaţii, prelucrarea observaţiilor, întocmirea de hărţi hidrogeologice, corelaţii, prognoze etc.

## 14.4. PERDELE DE PROTECŢIE

În sistemul de irigaţie se folosesc perdele de protecţie a câmpurilor ce au rolul de a reduce acţiunea vânturilor; perdele pentru umbrirea canalelor, care protejează canalele împotriva acoperirii cu vegetaţie acvatică, reducând totodată pierderile de apă prin evaporaţie; plantaţii pentru consolidarea malurilor şi taluzelor şi pentru protejarea lor împotriva acţiunii valurilor; perdele pentru coborârea nivelului apelor freatice (drenaj biologic prin consum mare de apă).

Pentru sistemele de irigaţii se recomandă perdele de protecţie semipenetrabile (specii înalte şi arbuşti), dar amplasarea lor se face pe baza unor studii speciale pentru a nu scoate suprafeţe mari din circuitul agricol. De pildă în amenajarea de irigaţii Sadova-Corabia unde s-a prevăzut şi rolul de fixare a nisipurilor s-au realizat perdele de protecţie.

Capitolul 15

# IRIGAŢII, DRENAJE ŞI MEDIUL AMBIANT

## 15.1. IMPACTUL IRIGAŢIILOR ŞI DRENAJELOR ASUPRA MEDIULUI AMBIANT ŞI ECHILIBRUL ECOLOGIC

Dintre clementele constitutive ale complexului de măsuri necesare creşterii producţiei şi productivităţii agricole, o însemnătate majoră revine îmbunătăţirilor funciare, care constau în îndiguiri, desecări, drenaje, irigaţii, ameliorări de sărături, combaterea eroziunii solului etc.

Depinzând de înzestrarea tehnico-materială a teritoriului şi corelându-se cu condiţiile fizico-geografice, îmbunătăţirile funciare au un rol important în modificarea peisajelor agricole.

Combinarea lucrărilor este impusă în primul rând de necesităţi de ordin tehnic, aşa cum sunt efectuarea lucrărilor de desecare-drenaj pe terenurile îndiguite ex.: „Insula Mare a Brăilei", însoţirea lucrărilor de irigaţii cu bazine de acumulare în cazul râurilor la care sunt epuizate debitele de irigaţii în regim natural de scurgere, ex.: sistemul Mostiştea.

Componenta cea mai importantă a îmbunătăţirilor funciare, *irigaţiile,* deţin, de regulă, ponderea principală a investiţiilor ce se efectuează în acest domeniu.

În ultimele decenii s-au realizat numeroase amenajări de irigaţii, desecări, drenaje, din care menţionăm:

*China*, după ponderea suprafeţei irigate (69% din cele 112 milioane ha de terenuri arabile ale ţării) ocupă primul loc în lume. Datorită regimului musonic şi frecvenţei perioadelor de secetă dar şi prezenţei pe mari spaţii a culturilor agricole care cer multă apă (orezul mai ales), irigaţiile constituie un element imperios necesar al agriculturii chineze. Practicate de milenii, ele au o mare extindere în prezent, în majoritatea cazurilor fiind sisteme locale, organizate în cadrul comunelor populare. Până în anii '90 ani au fost refăcute vechile sisteme de irigaţii degradate şi au fost construite multe altele în special în centrul şi vestul ţării: canalul din provincia Hunan, cel din regiunea Niusia-Hueu etc. corelarea cu alte lucrări menite mai ales să stăvilească inundaţiile.

Pe teritoriul fostei *Uniuni Sovietice* irigaţiile înscriu elemente dominate în peisajul agricol, executându-se ample lucrări de acest gen concomitent cu desţelenirea unor imense suprafeţe (peste 50 milioane ha în nordul Kazahstanului şi în câmpia de vest a Siberiei).

Irigarea unor întinse terenuri din zonele aride ale Kazahstanului şi Asiei Centrale ca şi din cele de stepă situate în sudul Ucrainei, din Transcaucazia şi de pe cursul inferior al fluviului Volga a mărit mult suprafaţa arabilă irigată a URSS.

În *Statele Unite* (care foloseşte pentru agricultură mai mult de 1/5 din cantitatea de îngrăşăminte azotoase fosfatice şi potasice folosite în lume, suprafeţele irigate sunt concentrate mai ales în statele vestice, terenuri cultivate cu bumbac în Arizona, în bazinul fluviului Columbia au fost irigate 400.000 ha, în urma construirii barajului Grand Coulee, alte terenuri cultivate se află în valea Tennessee şi în delta fluviului Mississippi etc.

În *ţara noastră* avem peste 3 milioane ha irigate în marile sisteme: Carasu, Sadova – Corabia, Pietroiu – Ştefan cel Mare, Giurgiu – Răzmireşti etc. Culturile agricole care beneficiază de irigaţii, în ordine, sunt: porumbul, grâul, lucerna şi trifoiul, legumele, floarea soarelui, sfecla de zahăr etc.

*Lucrările de irigaţii şi drenaje* exercită influenţe de multe ori radicale asupra mediului ambiant, prin schimbarea balanţei hidrosaline, a conţinutului de aer şi apă, a activităţii microorganismelor şi bacteriilor din sol. Se modifică procesele vitale din statul litologic, care reprezintă depozitul de elemente fertilizante ale plantelor.

O importantă influenţă o exercită tehnica irigaţiilor şi drenajelor şi asupra stratului inferior atmosferic, care este în zona de protecţie şi de desfăşurare a proceselor climatice necesare dezvoltării normale a organismelor vegetale şi animale: radiaţia solară, evaporaţia, temperatura, regimul eolian etc.

Analizând sub aspectul impactului pe care îl au irigaţiile şi drenajele asupra mediului ambiant, sunt de reţinut câteva efecte care se pot înscrie ca pozitive sau negative.

Irigaţiile au reprezentat dintotdeauna şi vor reprezenta din ce în ce mai mult calea foarte importantă prin care se va intensifica producţia agricolă şi vor creşte suprafeţele luate în cultură.

Drenajele, corolar al irigaţiilor în anumite situaţii, sau cu rol direct pe zone excedentare în apă sau în săruri, determină din punct de vedere economic şi tehnic ridicarea potenţialului economic al unor zone.

Ambele măsuri pot fi însă însoţite şi de efecte negative în cazul în care nu sunt bine proiectate, realizate sau exploatate.

Un tur de orizont sumar pe harta întinselor tere-

nuri valorificate de-a lungul timpului prin irigaţii reliefează marile prejudicii aduse de o irigaţie insuficient controlată. Milioane de hectare sunt astăzi stăpânite de sărături deşi altădată reprezentau adevărate leagăne ale civilizaţiei.

Întinsele câmpii ale Mesopotamiei, ale Africii de Nord până la vechea Cartagină reprezintă mărturia vie a efectului negativ al irigaţiilor excesive, necontrolate. În aceeaşi măsură, însă, acolo unde irigaţiile au fost bine conduse, suprafeţele irigate de mii de ani şi astăzi producţii record cum sunt suprafeţele irigate din China, sudul CSI etc.

În cele ce urmează se vor prezenta căi prin care se pot aduce unele prejudicii asupra mediului, prin tehnica irigaţiilor şi drenajelor insuficient de bine controlată, fără a se mai insista asupra rolului pozitiv pe care acestea îl exercită.

*Irigaţiile* aplicate fără proiecte judicios elaborate şi fără o exploatare raţională pot conduce la: salinizarea secundară a solului; levigarea elementelor nutritive din profilul solului; crearea unui mediu defavorabil microorganismelor; bacteriilor şi vieţuitoarelor din sol; infectarea pânzelor de apă subterane, în cazul folosirii unei ape poluate, în lipsa unor condiţii speciale de protecţie; distrugerea structurii şi texturii solului, cu provocarea chiar a unor procese de eroziune; dezvoltarea unei vegetaţii luxuriante şi chiar a unei vegetaţii hidrofile; crearea unor procese de înmlăştinire, urmate de instalarea unui mediu dăunător vieţii animale şi vegetaţiei; colmatarea centrelor de priză a reţelelor de canale şi conducte; proliferarea unor insecte şi apariţia unor boli dăunătoare oamenilor şi culturilor.

*Desecările şi drenajele,* fără o proiectare judicioasă şi fără o exploatare corectă, pot produce prejudicii, ca: secătuirea stratului de sol activ de umiditate necesară; evacuarea excesivă a elementelor nutritive de pe profilul solului; degradarea acido-sulfurică a solului; întreruperea legăturii între depozitul subteran de apă şi elemente fertilizante cu stratul activ de sol, prin întreruperea franjului capilar urmare a coborârii excesive a nivelului freatic; crearea unei balanţe nefavorabile între apă, aer şi respectiv temperatura solului etc.

## 15.2. PROGNOZA EVOLUŢIEI

Extinderea continuă a terenurilor agricole, îndeosebi prin despădurire şi desţelenire, a redus simţitor biotopurile. O parte din vieţuitoarele care ocupau terenurile respective au fost vânate, o altă parte au murit în urma distrugerii mediului de viaţă, rămânând doar cele care au reuşit să se acomodeze noilor condiţii de mediu. La aceşti factori mai trebuie să adăugăm inundaţiile, desecările, eroziunea, incendiile şi multe alte cauze de acest gen care şi-au adus contribuţia la reducerea efectivelor sau chiar la dispariţia speciilor.

Desigur, extinderea terenurilor agricole reprezintă un factor obiectiv, o necesitate impusă de însăşi dezvoltarea economico-socială a omenirii, de nevoia de a asigura hrana unei populaţii din ce în ce mai numeroase.

Se impune însă în orice circumstanţe menţinerea unor zone cu biotopuri naturale, adevărate insule de refugiu şi totodată de prezervare a speciilor.

Există exemple încurajatoare în acest sens, de pildă în Olanda, ţară în care, datorită luptei contra mării – circa o treime din suprafaţa ei a fost „cucerită" din apa mării – şi intensificării foarte puternice a agriculturii, au fost reduse foarte mult o serie de biotopuri. Ca urmare, olandezii au constituit rezervaţii naturale pe o suprafaţă de 100.000 ha, ceea ce înseamnă foarte mult dacă raportăm la suprafaţa totală a ţării (3,5 milioane ha). Această realizare este foarte importantă, întrucât Olanda se află în calea uneia dintre cele mai importante drumuri de pasaj ale păsărilor migratoare.

În acelaşi sens putem menţiona cele cinci rezervaţii naturale din Delta Dunării, zonă care adăposteşte o avifaună deosebit de bogată, cu multe specii de păsări călătoare (pelicani – cea mai mare colonie europeană, egrete mari şi mici, călifari albi şi roşii, piciorongi, cocostârci, cocori, stârci de noapte şi stârci albi, fluierari etc.), care îşi găsesc aici un refugiu sigur.

Cataclismul natural, favorizat de acţiunea antropică, care s-a abătut asupra câmpiilor din partea centrală a Statelor Unite ale Americii, pe fondul unei secete prelungite (anii 1931- 1934) şi a unui sol uscat, vântul, de o violenţă fără precedent, a smuls solul transformat în pulbere de pe an vast teritoriu aparţinând statelor Kansas, Texas, Oklahoma şi Colorado (regiunea estică) purtându-l spre ţinuturile răsărite, sub forma unor nori negri care au parcurs astfel mai mult de jumătate din lăţimea Americii de Nord. Marea catastrofă din câmpiile centrale nord-americane s-a datorat intervenţiei nesăbuite a omului care a defrişat, desţelenit şi desecat întinderi nemărginite pe care a practicat apoi monocultura (porumb, bumbac, tutun etc.). În acest fel în calea vântului nu a mai existat nici un fel de obstacol natural important, iar solul dezgolit a fost o „pradă" uşoară.

Oricât ar părea de ciudat, o cauză importantă a degradării solului o reprezintă... irigaţiile, adică tocmai acel mijloc tehnic chemat să asigure – şi în cele mai multe cazuri o face – recolte bogate, înlăturând capriciile vremii.

Făcute în mod neraţional, fără a se ţine seamă de condiţiile pedoclimatice specifice, acestea provoacă însă fie salinizarea, fie excesul de apă. Salinizarea terenurilor are loc de obicei în zonele aride, unde circu-

laţia apelor de irigaţii se face greu şi ca urmare sărurile se concentrează în stratul superficial de sol, exemplu în: Câmpia Indului (India), valea Eufratului (Irak), nord-estul Braziliei etc.

Salinizarea poate interveni şi în cazul în care se efectuează îndiguiri sau sisteme de irigaţii fără ca acestea să fie însoţite concomitent de realizarea sistemelor de desecare-drenaj, asemenea situaţii se întâlnesc şi la noi în ţară în câmpia Siretului inferior, cunoscută zonă de subsidenţă cu exces de umiditate care a fost îndiguită, fără amenajări de desecare-drenaj.

O altă problemă importantă în prezent este poluarea apei din canalele de desecare prin vărsarea dejecţiilor în ele, rezultate de la fermele zootehnice.

Sursele de apă pentru folosinţe cât şi la vărsarea în emisar, trebuie să îndeplinească indicatori limită, daţi în tabelele 15.1 şi 15.2 clasificate în 3 categorii de calitate, pentru resursele apelor de suprafaţă:

*Categoria I,* apele folosite pentru alimentarea potabilă a oraşelor, a unor procese tehnologice industriale, reproducerea şi dezvoltarea salmonidelor, ştranduri organizate, bazine nautice construite etc.

*Categoria II,* apa folosită pentru amenajări piscicole cu excepţia celor salmonicole, alimentarea cu apă a unor procese tehnologice industriale, scopuri urbanistice şi de agrement etc.

*Categoria III,* apa folosită pentru irigaţii, pentru industrie etc.

**Tabelul 15.1.** Valori limită pentru indicatorii de calitate a apei de suprafaţă

| Nr. | Indicatori | Categoria | | |
|---|---|---|---|---|
| | | I | II | III |
| 1. | Oxigen dizolvat (mg/dm$^3$) | 6 | 5 | 4 |
| 2. | $CBO_5$ maximum (mg/dm$^3$) | 5 | 7 | 12 |
| 3. | Consum chimic de oxigen [CCO], maximum (mg/dm$^3$)<br>– prin metoda permanganat de potasiu<br>– prin metoda bicromat de potasiu | <br>10<br>10 | <br>15<br>20 | <br>25<br>30 |
| 4. | Concentraţia ionilor de hidrogen (pH) | 6,5-8,5 | 6,5-8,5 | 6,5-9 |
| 5. | Cloruri, maximum (mg/dm$^3$) | 250 | 400 | 400 |
| 6. | Cupru, maximum mg/dm$^3$) | 0,1 | 0,1 | 3 |
| 7. | Fenoli antrenabili cu vapori de apă, maximum (mg/dm$^3$) | 0,001 | 0,002 | 0,05 |
| 8. | Mercur, maximum(mg/dm$^3$) | 0,005 | 0,01 | 0,02 |
| 9. | Plumb, maximum (mg/dm$^3$) | 0,05 | 0,1 | 0,1 |
| 10. | Produse petroliere maximum (mg/dm$^3$) | 0,1 | 0,1 | 0,1 |
| 11. | Caracteristici bacteriologice maximum [bacili coli/dm$^3$] | 70.000 | Nu se normează | |

**Tabelul 15.2.** Valori limită admisibile ale principalelor substanţe poluante sau indicatorilor de încărcare din apele uzate înainte de evacuarea acestora în cursurile de apă

| Nr. | Substanţa poluantă sau indicatorul de încărcare | | Valorile limită funcţie de gradul de diluaţie care se realizează | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | 1 | 50 | 100 |
| 1. | Materii în suspensie | mg/dm$^3$ | 25 | 100 | 200 |
| 2. | Consum biochimic de oxigen ($CBO_5$) | mg/dm$^3$ | 15 | 60 | 100 |
| 3. | Hidrogen sulfurat şi sulfuri | mg/dm$^3$ | 0,1 | 1 | 2 |
| 4. | Cianuri (CN) | mg/dm$^3$ | 0,1 | 1 | 2 |
| 5. | Fier total ionic | mg/dm$^3$ | 2 | 5 | 8 |
| **e.** | Mercur (Hg) | mg/dm$^3$ | 0,01 | 0,01 | 0,01 |
| 7. | Cadmiu (Cd) | mg/dm$^3$ | 0,1 | 0,1 | 0,1 |
| 8. | Plumb (Pb) | | 0,2 | 0,2 | 0,2 |
| 9. | Zinc (Zn) | | 0,1 | 0,5 | 1 |
| 10. | Detergenţi anionici biodegradabili | mg/dm$^3$ | 0,5 | 15 | 30 |
| 11. | Fenoli antrenabili cu vapori de apă | mg/dm$^3$ | 0,5 | 15 | 30 |
| 12. | Concentraţia ionilor de hidrogen | unităţi (pH) | 6,5-8,5 | 6,5-8,5 | 6,5-8,5 |

## 15.3. MĂSURI DE PROTEJARE A MEDIULUI

Pe terenurile supuse salinizării secundare, odată cu introducerea irigaţiilor se va indica un procedeu schematic de prognozare a acestui fenomen. Solurile irigate primesc anual cantităţi considerabile de săruri dizolvate, determinate parţial de apa de irigaţie, parţial de apa freatică. Apa de irigaţie, chiar dacă are o calitate considerată corespunzătoare, la o normă de irigare de 3000 m$^3$/ha apă, cu un conţinut total de săruri solubile (CTSS) de numai 300 mg/l va adăuga anual, pe fiecare hectar irigat, o cantitate de 900 kg săruri. Dacă aceste săruri nu sunt îndepărtate din zona stratului radicular, salinizarea devine inevitabilă. Apa freatică, dacă are o concentraţie de 200 mg/l şi o adâncime de 1,5 m într-un sol nisipo-lutos, se va acumula între 700 şi 2 800 kg/ha săruri solubile.

Plecând de la bilanţul apei şi al sărurilor pe un teren irigat se obţine următoarea relaţie ce poate fi folosită în prognozarea salinizării secundare a solului.

$$\pm\Delta Z = \frac{IC - (I - f)S \cdot C - f \cdot S \dfrac{Z}{W_m - W_0}}{1 + \dfrac{1}{(2W_m - W_0)} \cdot f \cdot S} \quad (15.1)$$

în care:

$\pm\Delta Z$ este creşterea sau descreşterea cantităţii de săruri în (g) pe profilul solului, în intervalul de timp $\Delta t$;

$I$ – înălţimea coloanei de apă administrată prin irigaţie în acelaşi interval $\Delta t$ (în dm).

$C$ – concentraţia în săruri a apei de irigaţie (g/l);

$S$ – înălţimea coloanei de apă de irigaţie pierdută prin infiltraţie, în intervalul $\Delta t$ (în dm);

$Z$ – cantitatea de săruri aflate pe profilul solului la începutul perioadei $\Delta t$ (în g).

$W_m$ – umiditatea medie în intervalul $\Delta t$;

$W_0$ – umiditatea corespunzătoare coeficientului de ofilire;

$f$ – factorul de eficienţă a antrenării sărurilor de pe profilul solului, de către apa pierdută prin infiltraţie ($f$ = 0,7-0,8 pentru nisip; 0,5-0,6 pentru sol lutos nisipos spre lutos; 0,3-0,4 pentru argilă lutoasă şi argilă; 0,2-0,3 pentru argilă grea).

Alegând ca interval de timp $\Delta t$ lunile din anul cu asigurarea de 80%, cu ajutorul relaţiei (15.1) se poate prognoza momentul în care CSS-ul va atinge valoarea limitei admisibile.

Se menţionează că prognoza salinizării se efectuează pentru un profil de sol de suprafaţă egală cu 1 $dm^2$ şi adâncime egală cu adâncimea de dezvoltare a masei principale de rădăcini.

Înmlăştinarea terenului constituie un alt efect negativ pe care pot să-l producă irigaţiile aplicate neraţional. Nivelurile apei subterane din cuprinsul unui teritoriu reprezintă o formă de exprimare a bilanţului hidrogeologic la un moment dat, bilanţ ce este constituit din debitele de alimentare şi de scurgere-evacuare.

Prin irigaţii se modifică relaţia dintre alimentare şi scurgere, astfel încât dacă surplusul de alimentare nu este compensat prin suplimentarea debitului freatic scurs (drenaj natural sau artificial) se poate ajunge la:

– acumulări ce se manifestă prin creşterea nivelului piezometric existent;

– acumulări sub forma unor acvifere suspendate care în cele mai multe cazuri au un caracter temporar.

Salinizarea secundară şi înmlăştinirea terenului sunt două efecte negative care se intercondiţionează şi pot apărea simultan pe terenurile amenajate.

Pe soluri cu potenţial de salinizare din cauza folosirii ineficiente a apei de irigaţie, a lipsei de drenaj adecvat, ori a calităţii necorespunzătoare a apei, în prezent, în unele ţări, sunt afectate de salinizare şi înmlăştinire însemnate suprafeţe de teren (chiar până la 50% din totalul irigabil).

În urma aplicării irigaţiei cu ape alcaline conţinând silice şi a drenării intensive a terenului, pot apărea fenomene de compactare a solului. După o folosire necorespunzătoare timp de 10-20 ani, solul capătă o structură masivă, compactă, care se desface în blocuri la uscare şi devine impermeabil, pentru apă şi aer, la umezire.

Drenarea cu unele deficienţe a solurilor de coastă şi deltă din zonele tropicale umede şi zonele temperate dintr-o serie de ţări a avut drept urmare, uneori, degradarea acidă sulfurică a solurilor, prin acidifierea foarte mare a acestora (pH = 2-4), făcându-le neproductive.

Pe de altă parte, drenarea intensivă, necorespunzătoare a terenurilor poate avea efecte nefavorabile asupra solului şi plantelor. Astfel, dacă înainte de drenare plantele sufereau din cauza excesului de apă, după o drenare excesivă solurile şi plantele vor suferi de uscăciune. Apa din precipitaţii sau irigaţii, în prezenţa unui drenaj excesiv, va produce o levigare puternică a humusului, azotului, fosforului şi altor elemente deosebit de necesare activităţii vitale a plantelor, precum şi prejudicii microorganismelor şi bacteriilor din sol.

O altă formă posibilă de efect negativ ce poate apărea în sistemele de irigaţii-drenaje nejudicios proiectate şi executate o constituie şi înnămolirea canalelor şi conductelor de irigaţii, a canalelor de desecare şi a tuburilor de drenaj.

Reducerea capacităţii de transport, consumul exagerat de energie, mobilizarea unui număr mare de oameni şi utilaje pentru realizarea decolmatării, scoaterea din funcţiune, parţială sau totală, a sistemului hidroameliorativ, constituie câteva din efectele negative ale acestei forme de degradare a mediului.

Lucrările de irigaţii-drenaje neaplicate corespunzător pot aduce prejudicii biogenezei solului.

Irigaţia poate favoriza condiţiile de dezvoltare a unor specii de insecte, care în condiţii normale nu ar fi posibilă.

Este cazul albinei *Alcali bee,* care, în general, se cuibăreşte în solurile umede alcaline aflate de-a lungul râurilor şi eleşteielor. Suprafeţele inundate, în special în lungul canalelor de irigaţii, favorizează o proliferare puternică a acestor specii de insecte dăunătoare.

Astfel *musca de Hessa (Meyetiola destructor)* depune în medie 1,2 ouă pe rădăcină la grâul irigat, faţă de 0,05 ouă pe rădăcină la grâul neirigat.

De asemenea, se constată o infestare cu *Oscinella pusilla* de 46% a rădăcinilor de grâu irigat faţă de numai 29% pentru grâu neirigat.

Păianjenul roşu *(Telranychus telarius)* dezvoltă o înaltă populaţie la irigare a lucernei la un interval de 10 zile şi anume 1024 păienjeni/100 frunze faţă de 300 păianjeni/100 frunze când irigarea se face la un interval de 3 săptămâni şi zero, când nu se aplică udări în luna martie.

După irigarea terenului pot apărea efecte pozitive prin distrugerea numeroaselor specii de insecte. De exemplu, s-au obţinut rezultate satisfăcătoare în com-

baterea câtorva peste ale solului folosind irigarea prin inundare; irigarea prin brazde conduce la distrugerea unor specii de insecte care atacă porumbul şi sorgul.

Execuţia defectuoasă şi menţinerea canalelor pline cu apă, inexistenţa unui sistem de drenaj care să elimine apa în exces, pierderile de apă excesive, slaba lucrare a terenului, folosirea unor metode şi a unei cantităţi de apă inadecvată terenului şi culturilor constituie unii din factorii principali de creare a unui mediu acvatic favorabil dezvoltării melcilor, ţânţarilor anofeli şi a unei serii de insecte, care aduc prejudicii sănătăţii publice.

În concluzie, se poate arăta că beneficiile maxime ce se obţin din existenţa şi dezvoltarea irigaţiilor şi drenajelor pot fi umbrite de o serie de efecte negative ce pot apărea în mediul ambiant ca urmare a exploatărilor defectuoase.

Iată de ce tehnica proiectării, execuţiei şi exploatării acestor amenajări trebuie să aibă în vedere întregul complex de factori care concură la obţinerea unei eficienţe maxime, în condiţiile păstrării unui echilibru ecologic normal.

Capitolul 16

# CONSUMUL DE ENERGIE ÎN IRIGAŢII ŞI DRENAJE

## 16.1. STABILIREA CONSUMULUI DE ENERGIE; BAZA DE CALCUL

În amenajările de irigaţii şi drenaje consumul de energie înglobată (în amenajare) la unitatea de suprafaţă este mai mare decât cel de exploatare, dacă referirea priveşte anul. Dacă însă se are în vedere că o amenajare de irigaţii, desecări-drenaje trebuie să funcţioneze zeci de ani, atunci problema se schimbă radical.

Pentru a estima consumurile de energie (la ha) din ambele acţiuni „execuţie-amenajare" şi „exploatare", în scopul direcţionării căilor de reducere a acestor consumuri, cu titlu informativ se dau următoarele valori pentru irigaţii, consumator principal.

### 16.1.1. CU PRIVIRE LA ENERGIA ÎNGLOBATĂ

– în reţeaua de canale (cu: 20,10 $m^3$/ha terasamente săpături şi 10,60 $m^2$/ha căptuşeli beton B 200; având consumuri de energie; la săpături de 1,6 kWh/$m^3$, iar la căptuşeli betoane B 200 este 627 kWh/$m^3$ şi în

– reţeaua de conducte[1] (cu 2,82 m/ha – premo; 2,10 m/ha – azbo şi 46 $m^3$/ha – terasamente; având consumuri de energie: 2.260 kWh/t – la tuburile premo, 1.800 kWh/t – la tuburile azbo; cu echivalente: 2,82 m/ha tuburi premo, echivalent Ø 600 mm, revine 0,729 t/ha; iar 2,10 m/ha tuburi azbo la Ø care intră în reţea cu greutatea corespunzătoare, revine 0,31 t/ha; rezultă ca energie înglobată la ha:

– în reţeaua de canale:

32 + 395 = 427 kW/ha

– în reţeaua de conducte:

$$1650 + 558 + 74 = \frac{2282 \text{ kWh/ha}}{2709 \text{ kWh/ha}} \text{ kWh/ha}$$

### 16.1.2. CU PRIVIRE LA ENERGIA DE EXPLOATARE

Consumul de energic în exploatare are loc cu deosebire la staţiile de pompare: aproximativ 53% din consumul total de energie pentru staţiile de bază şi repompare (aducţiuni şi distribuţii) şi 47%, în amenajările interioare, la staţiile de pompare şi punere sub presiune.

[1] În prezent se depun eforturi pentru reducerea consumului de materiale energointensive (Azbo, Premo, oţel).

În amenajările realizate până în prezent în ţară, în cea mai mare parte cu aducţiuni prin pompare (cu o medie a înălţimii de pompare de 66 m), consumul de energie electrică de 53%, în schema hidrotehnică, a fost justificat, apa ridicându-se din râurile cu debite mari (Dunărea, Şiretul, Mureşul etc.) situate în partea inferioară a unităţilor irigabile. În amenajările interioare, înălţimile de ridicare la staţiile de pompare şi punere sub presiune sunt considerate sub 100 m, pentru tehnica irigaţiei prin aspersiune. Înălţimile de pompare medii în orezării sunt de circa 10 m, ca şi în amenajările de desecări-drenaje.

Volumele de apă pompate la irigaţii se consideră în medie de 3.000 $m^3$/ha pentru staţiile de bază şi de repompare şi de 2.700 $m^3$/ha la staţiile de pompare şi de punere sub presiune, pentru ambele tehnici principale de irigare (aspersiunea şi scurgerea la suprafaţă).

Pentru calculul energiei consumate în exploatare ($E_c$) la pomparea totală a apei, necesară pentru a iriga anual un ha, luând în considerare valorile medii: $M$ = 3.000 $m^3$/ha, $H_B$ = 60 m; $H_{pp}$ = 70 m; $\eta$ = 0,7 şi relaţia de calcul

$$E_c = \frac{\rho \cdot M \cdot N}{102 \cdot \eta \cdot 3600} \text{ kWh/ha}$$

rezultă:

– pentru aducţiune, $E_{ca}$ = 704 kWh/ha şi an;

– pentru pompare şi punere sub presiune (la aspersiune) în reţea, $E_{cpp}$ = 817 kWh/ha şi an.

Deci consumul total de energie pentru irigarea anuală a unui ha, la care apa se aduce numai prin pompare (de la sursă şi până la aspersare) se ridică la 704 + 817 = 1.521 kWh/ha şi an pentru condiţiile date.

## 16.2. MĂSURI PENTRU REDUCEREA CONSUMULUI DE ENERGIE

Dacă estimările de mai sus s-ar extinde, considerându-se aceleaşi condiţii de amenajare şi exploatare pentru cea mai mare parte a amenajărilor de irigaţii şi drenaje din ţară (cu estimare pentru anul 2000), este uşor de înţeles că planul de producţie de energie electrică a ţării nu ar putea satisface cerinţele pentru sectorul nostru decât cu eforturi deosebite.

Dacă se are în vedere şi perioada limitată de timp în care trebuie furnizată această energie (în special în 2-3 luni pe an pentru irigaţii), la care se mai adaugă şi al-

te aspecte funcţie de echipamente, personal etc., se caută soluţii, căi, mijloace de a se asigura parţial, pe cât posibil, independenţa energetică a irigaţiilor, prin elementele acestora (canale) tranzitându-se deja energie (apă).

Se depun eforturi deosebite în tehnica română, ca şi în cea mondială, pe această linie:

– concentrarea atenţiei pentru creşterea randamentelor sistemelor şi echipamentelor de transport (apă, energie);

– reducerea consumurilor (volumelor) de apă în sistemele de irigaţii, respectiv drenaje şi refolosirii apei;

– optimizările consumurilor, dimensiunilor şi funcţionărilor instalaţiilor de pompare, reţelelor de conducte (canale) şi echipamentelor de distribuţie a apei (până la plantă);

– materiale (fabricate, prefabricate) înglobate în amenajare sau pe linia înlocuirii unor materiale energointensive sau deficitare prin alte materiale sau procedee tenhologice;

– utilaje şi echipamente de execuţie, pentru terasamente, betoane, nivelări, drenaje cu consum energetic redus etc.

– dezvoltarea unor noi tehnici de irigare cu consumuri foarte mici de apă şi energie, valorificându-se (apa) în faza de sucţiune sau condens etc.

– adoptarea concepţiei unui alt gen de soluţii hidrotehnice, în care irigaţiile să se coreleze cu alte activităţi teritoriale sau bazinale, în scheme gravitaţionale complexe ş.a.m.d.

Sigur că e greu de conceput ca într-o singură lucrare, sau numai un colectiv restrâns de specialişti sau autori să soluţioneze întreaga problematică. Desigur că aceasta va cădea în sarcina mai multor instituţii şi colective de specialişti, pentru etapele ce urmează, putându-se diferenţia:

– studii pe linia reducerii consumurilor tehnologice de energie înglobată;

– studii pe linia consumurilor de energie în exploatare ş.a.m.d., rezolvările fiind posibile şi în faze prealabile elaborării soluţiilor proiectului, în etapa de proiectare, precum şi în etapele următoare de şantier şi exploatare.

– în orice etapă şi în orice gen de contribuţie, pe linia reducerii consumurilor de energie (ca şi de apă) sunt binevenite.

Problema energiei înglobate fiind condiţionată de o serie de factori ce asigură materialele de construcţie, utilajele ş.a., în continuare se va insista asupra căilor de reducere a energici de exploatare, aceasta grevând în mod deosebit economia ţării şi a unităţilor beneficiare, fiind mare şi permanentă, pe tot timpul funcţionării sistemului de irigaţii şi drenaje.

Soluţiile urmăresc fixarea unor criterii şi concepţii care să conducă şi la reducerea consumului de energie, dar în primul rând la „independenţa energetică[1] a irigaţiilor" şi chiar la „producerea de energie", prin adoptarea de scheme hidrotehnice complexe gravitaţionale.

Deci materialul vizează soluţii realizate în cele mai frecvente cazuri:

1. pentru reducerea consumului de energie (de exploatare) prin:

– soluţii de amplasare a centrelor de priză, în cazul unor prize noi;

– soluţii de pompări pe zone, cu canale şi bazine intermediare zonale;

2. pentru independenţa energetică, în exploatare şi cu producere de energie, în cazul unor scheme hidrotehnice complexe, gravitaţionale realizate:

– prin transformarea unor centre de priză vechi, prin pompare, în centre de priză de tip gravitaţional;

– prin acumulări frontale dominante şi transfer interbazinal;

– cu apă din bazinul hidrografic propriu;

– prin conlucrarea resurselor de apă ale întregului teritoriu amenajabil.

## 16.2.1. SOLUŢII DE RIDICARE A APEI PE ZONE, CU CANALE ŞI BAZINE INTERMEDIARE

Sursa de apă, prin poziţia ei faţă de suprafaţa irigabilă, poate influenţa soluţia schemei hidrotehnice a sistemului, dacă nu total, cel puţin în ceea ce priveşte înălţimea de ridicare a apei şi consumului de energie.

În cazul când sursa de apă ocupă o poziţie altimetrică joasă, la piciorul versantului suprafeţei irigabile, alimentarea cu apă prin pompare se poate face în variate soluţii:

– ridicându-se apa la înălţime maximă sau pe zone,

– ridicându-se apa numai în perioada de irigare sau în tot cursul anului etc.

Din acestea derivă numeroase variante de amplasare a reţelelor de aducţiune şi distribuţie a acumulărilor etc.

Bunăoară, în zona Niprului trebuind să se irige terenurile înalte limitrofe şi neexistând condiţii naturale favorabile de amenajare a unor acumulări de capacităţi mari, s-a adoptat soluţia unor etajări a canalelor de distribuţie prevăzute şi cu acumulări corespunzătoare (ca volum) suprafeţei pe care o deserveşte. Pomparea apei se face în aceste bazine în tot timpul anului, pentru a avea asigurate debite de irigare mari, în sezonul de vegetaţie.

[1] Prin noţiunea de independenţă energetică nu se exclud pompările şi repompările în cadrul schemei hidrotehnice, însă energia necesară pentru acestea va fi obţinută local, în interiorul aceleiaşi scheme, prin microhidrocentrale intercalate în reţeaua de irigaţie.

Experienţa coreeană este foarte bogată în acest domeniu, în care tehnica irigaţiei pe terenurile înalte prin pompări pe zone, cu canale şi acumulări intermediare şi interconectate ocupă primele locuri (S.I. Pyngnam – 100.000 ha; S.I. Kiang 56.000 ha; S.I. Amnokqangs – 90.000 ha.).

Realizarea unor resurse bogate de apă, de tipul acumulărilor (alimentate gravitaţional sau prin pompare) răspândite pe întregul teritoriu, în ideea valorificării gravitaţionale în sezonul de irigaţii, este concepţia ce stă la baza gospodăririi apelor pentru irigaţii. Fără a merge pe idei unilaterale, fie de foarte mari sau foarte mici acumulări de apă, au realizat (până în 1984) peste 1.700 acumulări mari, medii şi mici care pot reţine şi utiliza eficient pentru irigaţii un volum anual de peste 2,9 miliarde $m^3$ apă. O parte din cele 1.700 acumulări (capacitatea de înmagazinare ajungând la unele din acestea chiar la sute de milioane de $m^3$) sunt echipate şi în scop hidroenergetic, motiv pentru care se acordă mare atenţie poziţiei altimetrice a prizei de apă.

### 16.2.2. REDUCEREA CONSUMULUI DE ENERGIE PRIN OPTIMIZAREA POMPĂRII APEI ÎN PLOTUL DE IRIGAŢIE

Adoptând o anumită soluţie a structurii plotului de irigaţie se poate optimiza: pomparea apei în plot[1], inclusiv a consumului de energie după cum urmează:

Plotul de irigaţii prin aspersiune cu conducte sub presiune echipează o suprafaţă $S$ (ha), dată, pe care trebuie administrată anual o normă medie de irigaţie $M_0$ (m/ha), astfel încât: să se asigure transportul debitului specific continuu din luna de vârf $q_v$ (1/s.ha); intensitatea medie a ploii realizate $i_u$ (mm/oră) să nu depăşească viteza de infiltraţie a apei în sol ($V_f$); fineţea picăturilor să corespundă unui coeficient $K_p = d_0 / H_0$ admis de complexul plantă-sol servit, iar distanţa dintre aspersoare pe aripă ($l_{as}$) să asigure, în funcţie de viteza medie a vântului dominant şi schema de udare adoptată, o uniformitate $\alpha$ acceptabilă.

Pentru a realiza această funcţie, plotul este constituit în principiu din trei componente de bază:

– staţia de punere sub presiune (SPP);

– reţeaua fixă de conducte pentru transportul apei (R);

– instalaţiile de udare (I); în cele mai multe cazuri – aripi de aspersiune transportabile. Abordarea problemelor ridicate de plotul de irigaţii prin aspersiune într-o concepţie sistematică unitară permite stabilirea legăturilor dintre parametrii constructivi, cei funcţionali, consumurile de energie pentru pomparea apei şi cheltuielile generate de realizarea, întreţinerea şi exploatarea acestuia, legături care înlesnesc atât optimizarea structurii ansamblului SPP – reţea – instalaţii de udare, cât şi raţionalizarea regimurilor de funcţionare a acestuia.

## 16.3. MĂSURI PENTRU ASIGURAREA INDEPENDENŢEI ENERGETICE, ÎN EXPLOATAREA SISTEMELOR DE IRIGAŢII

Tehnica mondială înscrie în domeniul independenţei energetice în exploatarea sistemelor de irigaţii o gamă largă de soluţii, cu rezolvări extrem de simple, dar şi cu rezolvări extrem de dificile, în scopul final al independenţei energetice. Problema este atât de avansată, încât sistemele de irigaţii, concepute iniţial ca subordonate energeticii să fie ulterior transformate, devenind chiar producătoare de energie.

În alte situaţii, chiar din concepţia iniţială a proiectări au fost destinate şi acestui scop (producător de energie) şi în plus, şi cu alte atribuţii: alimentări cu apă, piscicultura, turism, agrement, protecţia mediului, navigaţiei etc. şi toate cu independenţă energetică.

În tehnica mondială se evidenţiază numeroase realizări pe linia independenţei energetice în irigaţii[2], cu:

– soluţii de obţinere a independenţei energetice prin simpla transformare-modernizare a centrelor de priză (exemple din Durance-ul inferior);

– soluţii de scheme hidrotehnice pentru irigaţii, de tip gravitaţional, cu acumulări frontale dominante şi transfer interbazinal (exemple din b.h Vakch – R. Tadjikă şi S.I. Steagul Roşu – China);

– soluţii de scheme hidrotehnice gravitaţionale pentru irigaţii şi producere de energie, valorificând resursele de apă ale întregului teritoriu amenajabil (exemple complexele Plovdiv-Pazargic, Bulgaria);

– soluţii de sisteme de irigaţii cu independenţă energetică prin interconectarea surselor de apă (exemple S.I. din Coreea etc.).

La Iaşi s-a conceput soluţia Sistem Complex de Irigaţii ($S$ = 241.000 ha), cu aducţiuni şi distribuţii gravitaţionale şi cu producere de energie.

NOTĂ: În perioada 1992-1995 s-a efectuat un studiu mixt (ISPIF şi Soc. Engleză Binnie) asupra eficientizării amenajărilor de irigaţii prin optimizarea consumului energetic (pompări şi repompări). Acest studiu se află la ISPIF Bucureşti.

[1] V. *Scheme Hidrotehnice Complexe*, Edit. Tehnică, 1986, V. Blidaru.

[2] V. *Scheme Hidrotehnice Complexe*, Edit. Tehnică, 1986, V. Blidaru.

Capitolul 17

# ELABORAREA ŞI APLICAREA PROIECTELOR DE IRIGAŢII, DESECĂRI-DRENAJE ŞI PROBLEME DE EFICIENŢĂ ECONOMICĂ

## 17.1. FAZELE PROIECTĂRII

Concepţia actuală, practicată pe plan mondial, în legătură cu proiectarea obiectivelor de investiţii privind amenajările de irigaţii şi desecări-drenaje, pune accentul principal pe aprofundarea aspectului economic în strânsă legătură cu aspectul tehnic; aspectele politic şi social rămân la latitudinea guvernelor.

Din aceste considerente, primele două faze ale proiectării trebuie să analizeze, în principal, găsirea unei relaţii cât mai favorabile între aspectele tehnic şi economic.

Dacă în primă fază, în cadrul acestei relaţii, obiectivul este viabil, adică poate produce venituri din care să se acopere cheltuielile şi să se obţină şi un beneficiu, atunci documentaţia poate fi avizată, iar dacă se demonstrează oportunitatea obiectivului, atunci documentaţia poate fi aprobată şi se poate trece la faza următoare.

În faza a II-a se aprofundează relaţia dintre aspectul tehnic şi economic, alegându-se, din mai multe variante analizate, varianta de amenajare care conduce la obţinerea indicatorilor tehnico-economici cei mai favorabili. Evident că şi această fază se avizează şi aprobă dacă din documentaţie rezultă că amenajarea este eficientă.

Următoarele două faze de proiectare aprofundează numai aspectul tehnic privind varianta de amenajare adoptată de faza anterioară. Evident că, şi în acest caz, trecerea de la o fază la alta se face după aprobarea fazei anterioare.

În multe cazuri însă, pentru luarea unei decizii privind trecerea la proiectarea unor obiective importante (ca de exemplu: irigarea Câmpiei Bărăganului pe circa 450 mii ha sau reabilitarea şi modernizarea amenajărilor de irigaţii din România, amenajări care, după cum să ştie, însumează o suprafaţă de circa 3,2, mil ha), este necesar să se elaboreze studii preliminare de evaluare, care nu constituie faze oficiale de proiectare.

Aceste studii trebuie să evidenţieze, în principal, următoarele aspecte:

– soluţia tehnică de ansamblu;

– obiectivele principale care trebuie realizate şi costul acestora (ex. pentru irigarea Câmpiei Bărăganului: amenajarea sursei de apă, canalul magistral şi de aducţiune a apei, sistemele de irigaţii care se vor alimenta cu apă din acest canal, regularizările de debite şi de albii pe cursurile de apă intersectate ele);

– viabilitatea obiectivelor (ex. pentru reabilitarea şi modernizarea amenajărilor de irigaţii din România: care sisteme sunt viabile şi care nu, care sisteme prezintă viabilitate certă/centrală şi care marginală etc.);

– ordinea de priorităţi a proiectării şi execuţiei obiectivelor.

Băncile mondiale, care finanţează amenajări de irigaţii şi desecări-drenaje, ca şi ţările cu tradiţie în realizarea acestor amenajări, inclusiv ţara noastră, au adoptat următoarele faze de bază de proiectare:

– studiu de prefezabilitate;

– studiu de fezabilitate;

– proiect tehnic şi caiet de sarcini;

– detalii de execuţie.

Aspectele şi problemele principale pe care le analizează fiecare din aceste faze sunt:

a) Studiul de prefezabilitate reprezintă documentaţia care conţine datele tehnice şi economice prin care se fundamentează necesitatea şi oportunitatea realizării obiectivului de investiţii.

b) Studiul de fezabilitate reprezintă documentaţia care cuprinde caracteristicile principale şi indicatorii tehnico-economici ai investiţiei prin care să se asigure utilizarea raţională şi eficientă a cheltuielilor de capital şi a cheltuielilor materiale pentru satisfacerea cerinţelor economice din domeniul respectiv.

c) Proiectul tehnic şi caietul de sarcini reprezintă documentaţia care aprofundează d.p.v.d. tehnic soluţia de amenajare avizată şi aprobată la stadiul de fezabilitate şi stabileşte procesele tehnologice şi cantităţile şi volumele de lucrări care trebuie realizate; costul lucrărilor la această fază îl stabileşte fiecare ofertant al execuţiei lucrărilor care participă la licitaţie.

d) Detaliile de execuţie reprezintă documentaţia care pune la dispoziţia constructorului piesele desenate şi elementele de detaliu privind realizarea fiecărui obiectiv al investiţiei.

– Proiectul de execuţie aprobat reprezintă documentaţia tehnico-economică pe baza căreia se deschide finanţarea şi se încep lucrările conform prevederilor H.G. 486/23.09.1993 şi Legii 9/1980.

– Verificarea documentaţiei (P.T. + C.S. şi D.E.) se face, în prezent (1997) în conformitate cu Legea nr. 10/1995 privind „calitatea în construcţii" şi H.G. nr. 925/1995.

## 17.2. RECEPŢIA ŞI DAREA ÎN EXPLOATARE A AMENAJĂRILOR DE IRIGAŢII ŞI DESECĂRI-DRENAJE

Recepţia obiectivelor de investiţii se efectuează în următoarele etape:

a) recepţia lucrărilor de construcţii-montaj, care se face în două faze, cu respectarea condiţiilor prevăzute în documentaţiile tehnico-economice aprobate şi prevederilor din prescripţiile tehnice:

– recepţia preliminară, care are loc pe tot parcursul realizării obiectivului de investiţii, pe măsura terminării obiectivelor componente sau a unor părţi din obiecte ce pot funcţiona independent şi după efectuarea – atunci când este cazul – atât a probelor mecanice şi a rodajului instalaţiilor şi utilajelor din staţiile de pompare, stăvilare, cât şi a probelor hidraulice a reţelelor de conducte.

– recepţia finală, care are loc la expirarea perioadei de garanţie la lucrările de construcţii-montaj (pentru irigaţii şi desecări este de 12 luni).

b) recepţia punerii în funcţiune a capacităţilor de producţie, care se efectuează la terminarea probelor tehnologice şi are drept scop verificarea îndeplinirii condiţiilor pentru exploatarea normală a utilajelor şi instalaţiilor tehnologice, astfel încât să se asigure atingerea nivelului de indicatori prevăzuţi în grafic, calitatea produselor conform proiectului de execuţie şi realizarea celorlalte condiţii în documentaţiile tehnico-economice aprobate.

c) recepţia definitivă a obiectivului de investiţii se face la data aprobată pentru realizarea indicatorilor tehnico-economici şi are drept scop confirmarea realizării indicatorilor tehnico-economici aprobaţi şi îndeplinirea tuturor condiţiilor care să asigure exploatarea normală, la întreaga capacitate şi în condiţii de eficienţă, a obiectivului de investiţii, potrivit documentaţiilor tehnico-economice aprobate.

Obiectivele de investiţii în a căror componenţă nu se cuprind capacităţi de producţie se supun recepţiei definitive după recepţia finală a ultimului obiect al investiţiei, când se verifică, în ansamblu şi pe părţi componente, modul de comportare în exploatare a obiectivului.

Procesele-verbale de recepţie definitive se supun aprobării aceloraşi organe care au numit comisiile de recepţie.

Cu punerea în funcţiune a capacităţilor de producţie şi a celorlalte obiective din sfera producţiei materiale se încheie activitatea de investiţii şi începe activitatea de producţie sau de prestări de servicii planificate; pentru toate celelalte obiective activitatea de investiţii se încheie odată cu darea lor în folosinţă.

După punerea în funcţiune a capacităţilor şi obiectivelor de producţie pot fi continuate numai lucrările şi pot fi angajate numai cheltuielile din devizul general precizate prin procesul-verbal de recepţie a punerii în funcţiune care nu au nici o influenţă asupra funcţionării normale a capacităţii sau obiectivului.

În activitatea de recepţionare a lucrărilor de irigaţii şi desecări, drenaje se recomandă lucrarea: Normativ pentru verificarea calităţii şi recepţia lucrărilor de construcţii şi instalaţii aferente, indicativ C 56-85.

## 17.3. EFICIENŢA ECONOMICĂ A LUCRĂRILOR DE IRIGAŢII ŞI DESECĂRI-DRENAJE

Eficienţa economică a lucrărilor de irigaţii şi desecări se efectuează în trei etape:

I. Pe parcursul activităţii de studii şi proiectare ce are ca scop alegerea variantei optime, din punct de vedere tehnic şi economic a fiecărei componente a lucrării de irigaţii şi desecări: tipul staţiei de pompare şi utilajele de pompare, materialul de impermeabilizare a canalelor, tipul de utilaj pentru aplicarea udărilor, adâncimea reţelei de desecare, cantitatea specifică de materiale deficitare, cantitatea şi felul materialelor de import etc.

Comparaţia dintre variantele analizate se exprimă prin indicatori ai eficienţei economice, dintre care cei mai importanţi sunt:

1. investiţia specifică (lei/ha, lei/km, lei/ml etc.);
2. cheltuieli anuale formate în special din amortismente $A$ + reparaţii capitale $Rc$ + întreţinere curentă $Ic$, aferente investiţiilor respective;
3. consum de energie electrică;
4. cantitatea specifică a materialelor deficitare (kg/ha, kg/ml etc.);
5. forţa de muncă necesară aplicării udărilor (z.o./ha sau număr de muncitori la 100 ha etc.).

II. Variantele optime ale fiecărei componente stabilite prin calculele tehnico-economice de mai sus constituie până la urmă lucrarea de irigaţii şi desecare, formând obiectul documentaţiei de îmbunătăţiri funciare. Aceasta se supune spre aprobare organelor de sinteză (N.C.) şi care apoi, aprofundată la faza de P.E. şi de D.D.E., să la baza execuţiei lucrării.

În cadrul acestei etape se calculează şi se include

în documentaţia la faza de N.C. şi P.E., eficienţa economică a investiţiilor totale, necesitată de execuţia lucrării complexe de irigaţii şi desecare, precum şi de realizarea efectului economic maxim al investiţiilor proiectate.

Eficienţa economică finală exprimă, aşadar, printr-un sistem de indicatori amplu, care este raportul dintre investiţiile totale şi efectul economic maximal generat de acestea.

În cazul lucrărilor de irigaţii şi desecări, efectul economic generat de investiţiile totale constă în obţinerea unui spor de venit net *Vn* comparativ cu situaţia dinainte de amenajare, ca urmare a:

a) îmbunătăţirii productivităţii terenurilor în prezent cu exces de umiditate, sărăturate, acide etc.;

b) creşterii suprafeţei terenurilor agricole, în special cele arabile, în detrimentul celor slab productive (cu exces temporar de umiditate) şi neproductive (cu exces permanent de umiditate);

c) îmbunătăţirii structurii planului de cultură, prin utilizarea de plante valoroase şi rentabile;

d) sporirea producţiei medii la hectar.

Investiţiile totale (7,) care generează sporul de venit net maxim sunt formate din următoarele componente:

– investiţii ameliorative în lucrările de irigaţii şi desecări, conform devizului general întocmit de proiectant;

– investiţii conexe, adică investiţii neincluse în devizul general, fără de care nu s-ar putea obţine însă sporul de venit net maxim;

– investiţii în lucrări agropedoameliorative (desţeleniri, destufizări, defrişări, subsolaj, aplicarea de amendamente etc.);

– valoarea imobilizării fondurilor fixe în lucrări care se execută dintr-un început la capacitatea finală, dar care se exploatează în primii ani la capacităţi mai mici.

Principalii indicatori ai eficienţei economice finale a instalaţiilor în lucrările de irigaţii şi de desecări sunt următorii:

a) valoarea producţiei agricole (mii lei şi lei/ha): înainte de amenajare, după amenajare, spor;

b) cheltuieli totale anuale (mii lei şi lei/ha): înainte de amenajare (cheltuieli agrotehnice), după amenajare (cheltuieli agrotehnice + cheltuieli ameliorative), spor;

c) venit net (mii lei şi lei/ha): înainte de amenajare, după amenajare, spor;

d) durata de recuperare a investiţiilor totale; acest indicator care rezultă din raportul:

e) costul de producţie înainte şi după amenajare la principalele culturi agricole (lei/tonă).

III. După intrarea în funcţiune a lucrărilor de irigaţii şi desecare se calculează anual indicatorii economici comparativi (cei realizaţi, faţă de cei proiectaţi), şi anume: suprafaţa netă cultivată; structura planului de cultură; producţia totală şi la hectar la principalele culturi agricole; costul de producţie.

Analiza (comparaţia) indicatorilor realizaţi face posibilă depistarea cauzelor care au stat la baza deficienţelor în producţie şi găsirea formelor optime de exploatare a terenurilor irigate şi desecate.

Obţinerea unei eficiente economice maxime a investiţiilor tratate în lucrările de irigaţii şi desecări depinde de numeroşi factori, din care unii constituie particularităţi ale acestor lucrări. Astfel:

– lucrările de irigaţii şi desecări reprezintă cea mai importantă măsură de intensificare a producţiei agricole dar necesită în schimb mari investiţii ameliorative, conexe şi în lucrări agropedoameliorative;

– pentru obţinerea sporului maxim de producţie sunt necesare: organizarea optimă a producţiei agricole, constând din amplasarea pe terenurile irigate a culturilor agricole care reacţionează puternic la irigaţii şi care au rentabilitate ridicată (ca urmare a unor preţuri de valorificare favorabile).

## 17.4. PONDEREA COSTULUI DIVERSELOR PĂRŢI DIN AMENAJARE

În *domeniul irigaţiilor.* Specificul irigaţiilor din ţara noastră, amenajări în sisteme mari cu soluţii moderne, a condus la existenţa: schemei hidrotehnice (priza, staţii de pompare şi repompare, reţeaua de aducţiune etc.) şi a amenajărilor interioare – ploturi (canalul distribuitor, staţia de pompare şi punere sub presiune, reţeaua de conducte, echipamentul de udare etc.)

Din investiţia totală de 100% pentru realizarea sistemului, ponderea orientativă a costului diverselor părţi de amenajare a revenit: schema hidrotehnică (aducţiunea) 30%; amenajări interioare ploturi 53%; lucrări de nivelări 10%; LEA 7%.

În amenajările interioare, din investiţia aferentă acestora şi exprimată 100%, ponderea pe diferite părţi a revenit: staţia de pompare şi punere sub presiune 23%; reţeaua de conducte subterane 58%; echipamente de udare 19%.

În *domeniul lucrărilor de desecări-drenaje.* Pentru lucrările de desecări din investiţia totală de 100% ponderea orientativă a revenit: reţeaua de canale 80%; construcţiile hidrotehnice 20%.

Pentru lucrările de drenaj din investiţia totală de 100% ponderea orientativă este: reţeaua de drenuri absorbante 67%; reţeaua de drenuri colectoare 33%.

Capitolul 18

# PROBLEME DE TEHNICA SECURITĂŢII MUNCII ÎN LUCRĂRILE DE IRIGAŢII ŞI DESECĂRI-DRENAJE

## 18.1. LEGISLAŢII DE TEHNICA SECURITĂŢII MUNCII

Normativele cuprinse în legislaţia ce reglementează relaţiile dintre modul de realizare a producţiei şi măsurile de protecţie şi securitate a muncii şi care înscriu şi aspectele activităţilor ce se desfăşoară în şantierele cu lucrări de îmbunătăţiri funciare, sunt prevăzute în:

– Legea nr. 5/1965 cu privire la protecţia muncii, republicată în temeiul art. 2 din Decretul nr. 48/1969;

– Normele republicate de protecţia muncii;

– H.C.M. nr. 2896/1966 şi instrucţiunile nr. 50/ 1967 privind declararea, cercetarea şi evidenţa accidentelor de muncă şi a bolilor profesionale;

– Normativul republicat privind acordarea echipamentului de protecţie şi de lucru, aprobat de H.C.M. nr. 795/1960, completat în anul 1972;

– H.C.M. 1672/1974, privind planificarea şi finanţarea măsurilor de protecţie a muncii şi întocmirea documentaţiei tehnice respective;

– Ordinul M.A.I.A. nr. 100/1979 privind activitatea de protecţia muncii;

– Normele de protecţia muncii elaborate de Ministerul Agriculturii, Industriei Alimentare şi Apelor, editate în anii 1971-1978.

Dintre acestea, pentru executarea amenajărilor pentru irigaţii vor fi respectate, în primul rând, prevederile în extrasele 1, 10.

*EXTRASUL 1* – intitulat „Norme generale de protecţie a muncii în agricultură", care cuprinde următoarele capitole ce se referă la amenajările pentru irigaţii:

Cap. XIII – Instructajul de protecţie a muncii (art. 464-479)

Cap. XIV – Propaganda protecţiei muncii (art. 480-481)

O atenţie deosebită se va da efectuării instructajului la angajare şi la locul de muncă, cunoscându-se că această obligaţie revine acelora ce organizează, controlează sau conduc procesele de muncă.

*EXTRASUL 10* – intitulat „Norme de protecţia muncii la lucrările de îmbunătăţiri funciare" care cuprinde următoarele capitole şi articole ce interesează în mod deosebit executarea amenajărilor pentru irigaţii:

Cap. I – Organizarea şantierului (art. 1-14);

Cap. II – Săpături la suprafaţa solului (art. 15-17);

Cap. III – Executarea fundaţiilor şi săpăturilor (art. 18-165); executarea săpăturilor în incinte deschise (art. 18-30); şi săpături în torenţi cu pereţi nesprijiniţi (art. 31-37)

Cap. IV – Lucrări de epuizare a apelor de infiltraţie (epuismente) şi reguli generale (art. 166-173)

Cap. VII – Utilaje de construcţii şi mecanisme de ridicat: reguli generale (art. 29-315); staţia de betonat canale „Dingler" (art. 316-330); compactoare electrice (art. 340-343); betoniere şi malaxoare (art. 357-362); compresoare mobile de aer (art. 363); pompe de apă (art. 364-363); concasoare (art. 378-389); transportoare cu bandă mobilă (art. 390-406)

Cap. XI – Prepararea betonului şi mortarului

Cap. XII – Lucrări de zidărie

Cap. XIII – Lucrări de beton armat

Cap. XV – Secţia prefabricate din beton

Cap. XX – Executarea instalaţiilor de alimentare cu apă şi canalizare (art. 1157-1242)

Cap. XXI – Montarea construcţiilor şi a utilajelor tehnologice (art. 1243-1302); condiţii generale (art. 1243-1277); dispozitive pentru ridicarea şi montarea pieselor (art. 1278-1286); montarea construcţiilor metalice (art. 1287-1292); montajul utilajului industrial (art. 1293-1302).

Cap. XXIII – Montarea elementelor prefabricate din beton armat (art. 1350-1390); executarea lucrărilor pe timp friguros (art. 1391-1443); condiţii generale (art. 1391-1418); încălzirea prin curent electric (art. 1419-1430); utilizarea adaosurilor chimice (art. 1431-1443).

Cap. XXIV – Lucrări de poduri şi drumuri (art. 1444-1523)

Cap. XXV – Norme de protecţia muncii şi exploatarea şi întreţinerea lucrărilor de îmbunătăţiri funciare (art. 1526-1665); sisteme de îndiguiri şi desecări (art. 1526-1536); sisteme de irigaţie (art. 1556-1595), linii telefonice şi linii de iluminat exterior (art. 1596-1665); staţii de pompare (art. 1556-1595).

Cap. XXVI – Norme de protecţia muncii la întreţinerea şi exploatarea maşinilor folosite în sectorul îmbunătăţirilor funciare (art. 1666-1933); măsuri generale (art. 166-1696); lucrul cu tractorul cuplat cu screperul (art. 1696-1702); lucrul cu tractorul cuplat cu grederul (art. 1703-1711); lucrul cu tractorul cuplat cu grederul elevator (art. 1712-1721); lucrul cu autogre-

derul (art. 1722-1730), lucrul cu tractorul echipat cu lama de buldozer (art. 1731-1737); lucrul cu tractorul echipat cu scarificator şi defrişor (art. 1738-1742); lucrul cu excavatorul (art. 1743-1808); lucrul cu săpătoarele de şanţuri (art. 1809-1822); lucrul cu hidromonitorul (art. 1823-1848).

## 18.2. MĂSURI DE PROTECŢIA MUNCII LA LUCRĂRILE DE TERASAMENTE

Pentru evitarea surpărilor de teren din cauza greutăţii maşinilor şi materialelor grele depozitate pe marginea săpăturilor, se va păstra o distanţă corespunzătoare de la marginea gropii şi numai în terenuri rezistente distanţa va putea fi micşorată la 0,5 m. Totodată, pentru diverse situaţii se vor lua măsurile:

– în toate locurile periculoase se va atrage atenţia asupra pericolului de accidentare, prin montarea de placarde vizibile, atât ziua cât şi noaptea (iluminate):

– gropile şi puţurile se vor acoperi sau împrejmui;

– trecerile pentru muncitori situate pe terenurile în trepte, pe talazurile cu înclinare mare de 20° trebuie prevăzute cu rampe de acces sau scări cu balustradă;

– săpăturile în apropierea cărora se circulă, vor fi marcate vizibil şi amenajate cu mijloace de protecţie adecvate pentru prevenirea căderii mijloacelor de transport sau a persoanelor în ele; în timpul nopţii vor fi prevăzute cu inscripţii luminoase sau felinare;

– staţionarea muncitorilor în şanţuri, gropi sub mal sau pe marginea gropii este interzisă;

– se interzice săparea terenurilor saturate cu apă (nisipoase, nisipo-argiloase şi loessoide), fără sprijiniri sau taluz. În terenuri umede se vor lua în prealabil măsurile necesare pentru evitare a surpării;

– în timpul cât săpăturile rămân descoperite, conducătorul tehnic trebuie să cerceteze sistematic taluzurile şi apariţia crăpăturilor la marginea superioară;

– la utilaje, starea cablurilor de ridicare va fi controlată zilnic, înainte de începerea luciului; prinderea cablurilor se va face cu ajutorul bridelor; se interzic legăturile improvizate cu sârmă sau cârlige necorespunzătoare;

– se vor respecta instrucţiunile pentru manipularea, transportul şi punerea în operă a tuburilor PREMO, azbociment şi prefabricatelor din beton;

– se va acorda o deosebită atenţie la mutarea locului de muncă al utilajelor cu braţ înalt, pentru a nu se apropia de cablurile electrice aeriene;

– se interzice orice fel de reparaţie, curăţire sau ungere manuală a clementelor în mişcare, precum şi alimentarea cu combustibil lichid în timpul funcţionării;

– se interzice introducerea mâinilor în toba de amestec la betoniere sau în cuva malaxorului în timpul funcţionării acestuia.

Măsurile de protecţia muncii cuprinse în acest capitol nu sunt limitative, urmând a se face precizări în legătură cu problemele specifice atunci când acestea nu sunt cuprinse în aceste norme. În acest scop se vor indica prevederile din normele de protecţia muncii ale altor departamente sau se vor face indicaţii proprii (de pildă la execuţia canalelor terasamentelor cu explozivi).

## 18.3. MĂSURI DE PROTECŢIA MUNCII LA LUCRĂRILE DE AMENAJĂRI PENTRU IRIGAŢII – DESECĂRI – DRENAJE ÎN ZONELE TRAVERSATE DE LINII ELECTRICE AERIENE (LE.A.)

Pentru amenajările de irigaţii şi desecări care se execută în zonele traversate de LEA, ca şi în exploatarea lor, se vor respecta dispoziţiile DGEIFCA cu privire la dotarea automacaralelor cu dispozitive de semnalizare a intrării în câmpul electromagnetic al LEA şi a autobasculantelor cu dispozitive de semnalizare acustică la mersul înapoi. De asemenea, se vor respecta şi „Instrucţiunile privind reglementarea coexistenţei liniilor electrice aeriene peste 1 kV, cu sistemele de îmbunătăţiri funciare", aprobate de Ministerul Energiei Electrice cu nr. PE 122-82 şi Ministerul Agriculturii şi Industriei Alimentare – DGEIFCA – cu nr. PD 7-82.

Se atrage atenţia în mod special asupra următoarelor prevederi:

1. La încrucişarea liniilor electrice aeriene cu lucrările şi instalaţiile de îmbunătăţiri funciare se vor lua următoarele măsuri:

a) la traversarea liniilor electrice aeriene peste conducte supraterane fixe, canale sau jgheaburi se vor respecta măsurile prevăzute în tabelul 18.1

b) la traversarea LEA peste conducte îngropate de orice fel pentru transportul apei se vor lua următoarele măsuri:

– distanţa minimă pe orizontală între marginea fundaţiei stâlpului cel mai apropiat şi marginea conductei metalice, sau din beton armat, traversarea va fi de minimum 10 m pentru LEA cu tensiuni de 1-60 kV inclusiv şi 40 m pentru LEA cu tensiuni de 110-400 kV inclusiv;

– distanţa minimă pe orizontală între marginea fundaţiei stâlpului LEA cel mai apropiat şi marginea cea mai apropiată a conductelor din azbociment sau P.V.C. va fi de 6 m;

– în zonele aflate sub LEA plus 10 m de o parte şi de alta faţă de fazele extreme nu se admit instalaţii supraterane pe conducte (hidranţi, dispozitive antişoc, vane, supape de dezaerisire, gură de vizitare pe conducte etc.)

c) Nu se recomandă încrucişări de LEA peste 1 kV cu conducte de udare sau cu instalaţii de udare mobile, cu gabarite faţă de sol până la 3 m.

Dacă nu se pot evita astfel de situaţii se vor respecta prescripţiile din tabelul 18.1.

2. Paralelismul între liniile electrice aeriene cu lucrările şi instalaţiile de îmbunătăţiri funciare.

a) în cazul paralelismului între LEA peste 1 kV cu canale deschise din pământ sau beton nearmat, distanţa minimă pe orizontală între marginea taluzului canalului şi marginea fundaţiei stâlpului cel mai apropiat va fi cazul terenurilor normale de 6 m.

În cazul terenurilor sensibile la înmuiere această distanţă se va stabili pe baza referatului geologic-geotehnic, fără a fi mai mică de 6 m.

La stabilirea acestei distanţe se va avea în vedere şi necesitatea excesului de-a lungul canalului cu utilaje pentru execuţia şi exploatarea canalelor.

Lungimea paralelismului nu este limitată.

b) în cazul paralelismului între LEA peste 1 kV cu canale deschise căptuşite cu dale sau jgheaburi din beton armat, distanţa măsurată pe orizontală între marginea lor şi fundaţiile stâlpilor va fi de minimum: 6 m pentru LEA cu $U_n$ = 1-25 kV; 10 m pentru LEA cu $U_n$ = = 35-60 kV; 20 m pentru LEA cu $U_n$ = 110-400 kV.

Lungimea paralelismului nu se limitează.

c) în cazul paralelismului între LEA peste 1 kV cu conducte îngropate sau supraterane de orice fel distanţa între marginea conductei şi fundaţia stâlpilor va fi de 15 m.

– în cazul conductelor îngropate de orice fel nu se limitează lungimea de paralelism cu LEA peste 1 kV.

– în cazul paralelismului între LEA peste 1 kV cu conducte metalice supraterane fixe sau conducte de udare amplasate în zona de 50 m de o parte şi de alta a LEA se va verifica suplimentar faţă de prevederile punctului c alineat 1 ca lungimea paralelismului să nu depăşească 300 m în cazul LEA cu tensiuni până la 60 kV şi 175 m la LEA cu tensiuni peste 60 kV.

În situaţiile în care nu este posibilă, din considerente constructive, limitarea paralelismului la 300 m, respectiv 175 m, se va prevedea legarea conductei cel puţin la capetele lungimii de paralelism la o priză de pământ artificială cu rezistenţa de maximum 10 ohmi.

În situaţiile în care conductele metalice supraterane fixe sau de udare sunt în afara zonei de 50 m de o parte şi de alta a unei LEA nu este necesar a se lua măsuri speciale indiferent de lungimea paralelismului între ele.

## 18.3.1. IRIGAREA ZONELOR APROPIATE DE LINIILE ELECTRICE AERIENE CU TENSIUNI PESTE 1 KV

Se consideră zona apropiată de LEA, zona cuprinsă pe porţiunea de 50 m măsurată faţă de proiecţia pe orizontală a conductelor fazelor externe de o parte şi de alta, de-a lungul liniei electrice.

– în zonele amenajate pentru irigaţii prin scurgere la suprafaţă (brazde, fâşii sau submersiune) nu se vor lua de regulă măsuri speciale în cazul traversărilor sau apropierilor cu LEA peste 1 kV, cu excepţia amenajărilor cu conducte de udare de aluminiu (tip EUBA) în care caz traversările sau apropierile acestora cu LEA peste 1 kV vor fi tratate conform punctului 1 – c şi tabelului 18.1.

– în zonele cu amenajări pentru irigaţii prin aspersiune în zona de apropiere a LEA se vor lua următoarele măsuri:

– nu se vor amplasa aspersoare sub LEA;

– distanţele minime de amplasare între cel mai apropiat aspersor şi elementele LEA definite prin distanţele $d_1$ şi $d_2$ vor fi cele indicate în tabelul 18.2.

$d_1$ – distanţa pe orizontală între aspersor şi proiecţia orizontală a izolatorului extrem al LEA;

$d_2$ – distanţa pe orizontală între aspersor şi proiecţia pe orizontală a conductorului extrem al LEA.

– La utilizarea instalaţiilor de udare mobile se va ţine cont de următoarele: la amplasarea acestor instalaţii în zona apropiată de LEA se va evita paralelismul între acestea şi LEA care să depăşească 175 m, în cazul LEA cu tensiunea de 110 kV sau mai mare, respectiv 300 m cu LEA cu tensiuni până la 60 kV inclusiv (măsurată numai în zona de apropiere).

– Manipularea şi manevrarea conductelor de udare, tronsoanelor sau a aspersoarelor la operaţiunile de montare-demontare în zona apropiată de LEA se va executa numai cu personal special instruit pentru aceste operaţii.

– înainte de începerea operaţiilor, deserventul se va asigura de existenţa tuturor conductoarelor LEA din zona de lucru în poziţia suspendată normală.

În cazul când un conductor este căzut la pământ sau are săgeţi evident mărite, este interzisă intrarea în zona de apropiere LEA precum şi executarea oricăror lucrări. Se vor lua măsuri de anunţare imediată a întreprinderii de exploatare a LEA şi numai cu acordul şi supravegherea personalului de exploatare al LEA se vor putea face manipulări sau manevre în instalaţiile de irigaţie din zona apropiată de LEA.

– Se vor instrui deserventii asupra pericolului de apropiere la o distanţă mai mică de 20 m faţă de un conductor al LEA căzut la pământ din cauza tensiunilor de pas periculoase ce apar în astfel de situaţii.

**Tabelul 18.1.** Condiţii ce se impun privind LEA

| Nr. crt. | Denumirea elementelor liniei | Condiţii impuse | | |
|---|---|---|---|---|
| 1. | Conductori activi şi de protecţie | a) Conductoarele funie vor avea secţiunea minimă de 25 mm<br>b) Tracţiunea în conductoare: normală | | |
| 2. | Izolatoare cleme armături | Nu se prevăd condiţii speciale | | |
| 3. | Stâlpi | Nu se prevăd condiţii speciale | | |
| 4. | Unghiul de încrucişare | Nu se normează | | |
| | Distanţe minime* | Canale | | |
| | a) Pe verticală la săgeata maximă a conductorului (în metri) | Accesibile numai circulaţiei pedestre | Accesibile circulaţiei autovehiculelor fără a fi drumuri de categoria I, II şi III | Conducte supraterane, fixe şi mobile, instalaţii mobile, instalaţii mobile de udare şi jgheaburi |
| | 1 kV $U_n$ 20 kV | 5,0 | 6,0 | 3,5 |
| | 25 kV $U_n$ 110 kV | 5,0 | 6,0 | 4,0 |
| | $U_n$ 220 kV | 6,0 | 7,0 | 5,0 |
| | $U_n$ 400 kV | 7,0 | 8,0 | 6,0 |
| | b) Pe orizontală | – Distanţa minimă între marginea fundaţiei stâlpului cel mai apropiat al LEA şi marginea taluzului din pământ sau căptuşit cu beton nearmat va fi:<br>6 m pentru LEA cu $U_n$ = 1-25 kV<br>10 m pentru LEA cu $U_n$ = 35-110 kV<br>15 m pentru LEA cu $U_n$ = 220-400 kV<br>– Pentru jgheaburi sau conducte supraterane din beton armat sau metalice traversate de LEA cu tensiuni peste 1 kV, punctul de traversare va fi în prima treime a deschiderii dintre stâlpi, dar nu la distanţe mai mici faţă de stâlpi decât:<br>6 m pentru LEA cu $U_n$ = 1-25 kV<br>10 m pentru LEA cu $U_n$ = 35-110 kV<br>15 m pentru LEA cu $U_n$ = 220-400 kV | | |

* Notă: Distanţa pe verticală se măsoară la următoarele cote:
– la canale în debleu, de la cota terenului
– la canale în rambleu, de la cota coronamentului
– la jgheaburi şi conducte, de la peretele superior
– la instalaţii de udare mobile, de la punctul cel mai înalt al instalaţiei

**Tabelul 18.2.** Distanţa minimă de amplasare între aspersor şi LEA peste 1 kV

| Nr. crt. | Tipul aspersorului | Caracteristica aspersorului $d_1$ / $d_2$ | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Înălţimea maximă a aspersorului faţă de sol, m | Diametrul duzei, mm | Presiunea de lucru, bari | Raza de lucru max. | Înălţimea max. a jet. faţă de sol, m | 20 kV | 35-60 kV | 110 kV | 220 kV | 400 kV |
| 1. | ASJ-1<br>ASJ-1M | 2,0 | 5-8 | 2,5-4,5 | 20 | 7,0 | 6,0<br>6,0 | 8,0<br>8,0 | 20,0<br>10,0 | 20,0<br>12,0 | 20,0<br>14,0 |
| 2. | ASM-1 | 2,0<br>3,0 | 8,5-11,5 | 2,5-4,5 | 22,5<br>24,5 | 8,0<br>9,0 | 6,0<br>6,0<br>20,0<br>6,0 | 8,0<br>8,0<br>20,0<br>8,0 | 25,0<br>10,0<br>25,0<br>10,0 | 25,0<br>12,0<br>25,0<br>12,0 | 25,0<br>14,0<br>25,0<br>14,0 |
| 3. | | 2,0<br>3,0 | 6,3-14,5 | 4-5 | 32,5<br>34,5 | 14,5<br>15,5 | 30,0<br>7,0<br>35,0<br>7,0 | 30,0<br>9,0<br>35,0<br>9,0 | 30,0<br>11,0<br>35,0<br>11,0 | 30,0<br>13,0<br>35,0<br>13,0 | 30,0<br>15,0<br>35,0<br>35,0 |
| 4. | ASM-4 | 2,0<br>3,0 | 4-20 | 5-8 | 42,0<br>44,0 | 10,5<br>11,5 | 40,0<br>8,0<br>45,0<br>8,0 | 40,0<br>10,0<br>45,0<br>10,0 | 40,0<br>12,0<br>45,0<br>12,0 | 40,0<br>14,0<br>45,0<br>14,0 | 40,0<br>16,0<br>45,0<br>16,0 |
| 5. | ASM-5 | 2,0<br>3,0 | | 5-8 | 57,5<br>59,5 | 14,5<br>15,5 | 50,0<br>10,0<br>55,0<br>10,0 | 50,0<br>12,0<br>55,0<br>12,0 | 50,0<br>14,0<br>55,0<br>14,0 | 50,0<br>16,0<br>55,0<br>16,0 | 50,0<br>18,0<br>55,0<br>18,0 |

– În culoarul format de conductorii extremi ai LEA peste 1 kV plus 10 m de o parte şi alta se interzice ridicarea de la sol a conductoarelor, tronsoanelor sau aspersoarelor la o înălţime mai mare de 1 m sau încărcarea acestora în autovehicule. Manipularea conductelor, tronsoanelor sau a aspersoarelor se va face menţinând în mod obligatoriu contactul acestora cu solul în cel puţin un punct (prin târâre).

– În cazul LEA cu tensiunea 400 kV se interzice manipularea conductelor, tronsoanelor sau aspersoarelor în interiorul unui culoar format din conductorii extremi ai LEA plus 5 m de o parte şi de alta a liniei.

– Prin proiect se vor preciza în mod obligatoriu zonele de restricţie privind deplasarea instalaţiilor de udare mobile în zonele de apropiere cu LEA peste 1 kV precum şi modalităţile de mutare a echipamentului.

### 18.3.2. MĂSURI DE PROTECŢIA MUNCII LA LUCRĂRILE CU UTILAJE DE CONSTRUCŢII ÎN ZONELE TRAVERSATE SAU APROPIATE DE LINIILE ELECTRICE AERIENE PESTE 1 KV

a) La execuţia lucrărilor în apropierea LEA peste 1 kV utilajele de construcţii mobile (macarale, automacarale, excavatoare, dragline, buldozere, săpătoare de şanţuri, screpere, autoscrepere, autoîncărcătoare, etc.) ce pot ajunge în apropierea părţilor sub tensiune vor fi astfel amplasate încât în timpul manevrelor nici o parte a acestora, a sarcinii sau a altor mijloace folosite la lucrări să nu se apropie la distanţe, faţă de elementele sub tensiune, mai mici decât: 2,5 m pentru LEA până la 35 kV; 4,00 m pentru LEA cu tensiuni de la 35 la 220 kV; 6,0 m pentru LEA de 400 kV.

Macaralele şi automacaralele care lucrează în zona unde există pericolul de atingere a conductoarelor LEA vor fi dotate cu dispozitive de avertizare a intrării braţului în zona de influenţă a câmpului magnetic.

b) Executarea lucrărilor mecanizate la distanţe mai mici decât cele menţionate la punctul „a” se va face numai cu scoaterea de sub tensiune a LEA şi numai cu supravegherea lucrărilor la faţa locului de către un delegat special al unităţii de exploatare a LEA.

La execuţia acestor lucrări se vor aplica normele de protecţie a muncii pentru instalaţii electrice.

c) Trecerea utilajelor mobile sub conductoarele LEA peste 1 kV este interzisă dacă între gabaritul acestora şi conductoare nu rămâne la o distanţă de cel puţin 2,0 m pentru LEA până la 20 kV inclusiv; 2,5 m pentru LEA cu tensiuni între 25 şi 35 kV; 4,0 m pentru LEA de 110 kV şi 220 kV; 6,0 m pentru LEA de 400 kV.

### 18.3.3. MĂSURI DE TEHNICA SECURITĂŢII ÎN ZONA DISPOZITIVELOR DE AERISIRE ŞI DEZAERISIRE

Personalul care lucrează în terenul irigat va fi instruit pe linie de protecţie în vederea atenţionării să nu staţioneze în imediata apropiere a dispozitivelor de aerisire şi dezaerisire şi a supapelor antişoc; se interzice cu desăvârşire manevrarea şi atingerea pieselor mobile ale dispozitivelor pe perioada de funcţionare a reţelei de irigaţie.

## 18.4. MENŢIUNI SPECIALE LA TEHNICA SECURITĂŢII MUNCII

Înainte de începerea execuţiei, şeful de şantier va analiza cu organele Consiliului Judeţean dacă lucrările ce urmează să se realizeze intersectează: LEA aflate sub tensiune; cabluri de telecomunicaţii; conducte de gaze, ţiţei, apă etc. specificate în proiect sau lucrări noi apărute.

În aceste cazuri, lucrările din zona respectivă se vor face cu avizul tehnic al întreprinderilor de specialitate şi în prezenţa delegaţilor acestora.

Prizele de pământ la hidranţi se vor executa adaptându-se la eventualele modificări de traseu ale LEA proiectat.

## 18.5. PREVENIREA ŞI STINGEREA INCENDIILOR

Cu privire la măsurile de bază contra incendiilor se va avea în vedere „Normativul republican pentru proiectarea şi executarea construcţiilor din punct de vedere al prevenirii incendiilor”, aprobat cu ordinul nr. 906/1972, publicat în colecţia de normative şi Instrucţiuni nr. 57/58/1972 a M.C.I.

În ceea ce priveşte posibilitatea amenajărilor din sistemul de irigaţie în combaterea incendiilor se pot efectua următoarele:

– racordarea furtunelor flexibile de pompieri cu conductele mobile de aspersiune prin intermediul unei piese metalice ce se ataşează la capătul unui furtun tip pompieri, cu caracteristici asemănătoare cu acelea ale conductei mobile de irigaţie;

– la canalele descoperite de irigaţie, construite în debleu sau rambleu, se vor folosi în caz de nevoie găleţi legate cu frânghii;

– amplasarea agregatelor tip pompieri lângă canalele de irigaţie construite în debleu sau rambleu.

Cu privire la măsurile de prevenire şi stingere a incendiilor se va avea în vedere Ordinul nr. 150/26 oct. 1976, privind aprobarea normelor de prevenire şi stingere a incendiilor.

## 18.6. MĂSURILE GENERALE DE PROTECŢIE A MUNCII ŞI PAZA CONTRA INCENDIILOR

*FOARTE IMPORTANT:* La deschiderea lucrărilor, şeful de şantier şi după caz şefii de lot, de brigăzi sau de echipe, nu vor începe lucrul până nu vor dispune de documentaţia completă compusă din toate actele normative în vigoare, privind tehnica securităţii muncii şi paza contra incendiilor.

Nici un inginer, tehnician sau muncitor nu vor fi puşi în activitate decât după prelucrarea corespunzătoare a acestor norme şi măsuri şi până nu se vor încheia actele doveditoare privind aceste prelucrări, sub semnătura celui prelucrat.

În continuare se dau măsurile generale specifice, care nu sunt limitative şi nu absolvă pe cei indicaţi mai sus de răspunderea lor dacă nu vor lua măsurile indicate mai sus şi în continuare.

1. *Măsuri de protecţie a muncii.*

În scopul prevenirii unor accidente de muncă în perioada de execuţie este necesar să fie luate următoarele măsuri de tehnica securităţii muncii:

– Sprijiniri de pereţi la executarea canalelor sau a tranşeelor atunci când se pătrunde în nisip instabil;

– Balustrade de lemn pentru împrejmuirea locurilor periculoase cum sunt gropi, şanţuri adânci etc.;

– Scări de lemn pentru montarea dalelor pe taluz;

– Scări de fier la cămine;

– Grătare de fier la sifoane, subtraversări, cu încuietori.

Ca materiale tehnice sanitare vor fi procurate:

– Truse sanitare;

– Apă pentru băut – din surse verificate pentru apa potabilă.

Ca echipament de protecţie vor fi asigurate:

– Cizme de cauciuc;

– Scurte impermeabile;

– Mănuşi de protecţie;

– Căşti de protecţie;

– Ochelari de proiecţie;

– Centuri de siguranţă.

Ca echipament de lucru în raport de condiţiile climatice şi de gradul de periculozitate vor fi procurate:

– Salopete de doc;

– Cizme vătuite;

– Cizme de cauciuc.

Pentru evitarea accidentelor de muncă vor fi luate măsuri de:

– instruirea personalului pentru protecţia muncii, încheind acte doveditoare;

– montarea indicatoarelor de avertizare;

– afişarea nasurilor de proiecţia muncii;

– distribuirea de broşuri, cu caracter de protecţia muncii;

– în timpul când săpăturile rămân descoperite, conducătorul tehnic trebuie să cerceteze sistematic starea taluzurilor şi eventualele apariţii de crăpături la marginea superioară;

– la utilaje, starea cablurilor de ridicare va fi controlată zilnic înainte de începerea lucrului; prinderea cablului se va face cu ajutorul bridelor, se interzic legăturile improvizate cu sârmă sau cârlige improvizate, cu sârmă sau cârlige necorespunzătoare. Se vor respecta instrucţiunile pentru manipulare, transportul şi punerea în operă a tuburilor Premo, azbociment şi a prefabricatelor din beton.

Se va acorda o atenţie deosebită la mutarea de la locul de muncă al utilajelor cu braţ înalt, pentru a nu se atinge cablurile electrice aeriene.

Se interzice orice reparaţie, curăţire sau ungere manuală a elementelor în mişcare, precum şi alimentarea cu combustibil lichid în timpul funcţionării.

Se interzice introducerea mâinilor în toba de amestec la betoniere sau în cuva malaxorului în timpul funcţionării acestuia.

Măsurile de protecţia muncii arătate mai sus nu sunt limitative, urmând a se face precizări în legătură cu problemele specifice imediat după începerea execuţiei, când vor fi cunoscute maşinile utilajele şi materialele din dotarea executantului căruia i se încredinţează lucrarea şi normele de protecţia muncii care între timp vor fi puse în vigoare.

2. *Măsuri de pază contra incendiilor*

Măsurile de pază contra incendiilor vor avea în vedere „Normele generale de protecţie împotriva incendiilor la proiectarea şi realizarea construcţiilor şi instalaţiilor precum şi alte acte normative privind măsurile care se impun pentru prevenirea incendiilor:

Principalele măsuri care se impun la locul de muncă sunt:

– afişarea prevederilor măsurilor pentru prevenirea incendiilor;

– extinctoare cu spumă;

– ladă de nisip;

– găleţi de tablă;

– lopeţi şi cazmale;

– târnăcoape;

– felinare.

Sumele necesare pentru măsurile mai sus menţionate trebuie incluse în evaluarea lucrărilor care se face de către constructor.

PARTEA a II-a

# IRIGAȚII

Capitolul 19

# DEBITUL DE CALCUL PENTRU PROIECTAREA SISTEMELOR DE IRIGAŢII

## 19.1. NECESARUL DE APĂ DE IRIGAŢIE AL CULTURILOR AGRICOLE

Pe baza cercetărilor efectuate în câmpuri experimentale staţionare, asupra consumului de apă al principalelor culturi irigate, se prezintă în tabelul 19.1 consumurile medii zilnice lunare pentru perioada de vegetaţie a principalelor plante, precum şi necesarul de apă de irigaţie (valori medii) pe puncte de cercetare şi pe culturi.

**Tabelul 19.1.** Consumurile medii zilnice lunare şi necesarul mediu de apă de irigaţie

| Punctul de cercetare | Cultura | Consumul mediu zilnic lunar ($m^3$/ha zi) | | | | | | Necesar mediu anual de apă de irigaţie ($m^3$/ha) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | IV | V | VI | VII | VIII | IX | |
| *1* | *2* | *3* | *4* | *5* | *6* | *7* | *8* | *9* |
| Valul lui Traian | porumb | 13 | 21 | 34 | 58 | 49 | 21 | 3842 |
| | lucerna | 24 | 31 | 42 | 47 | 45 | 25 | 4377 |
| | sfeclă de zahăr | 16 | 24 | 53 | 56 | 47 | 29 | 4711 |
| | cartofi | 16 | 29 | 54 | 54 | 29 | – | 3669 |
| | grâu* | 16/30 | 48 | 42 | – | – | – | 2691 |
| | porumb siloz c. d. | – | – | – | 23 | 33 | 54 | 1791 |
| | soia | 15 | 22 | 34 | 53 | 44 | 23 | 3683 |
| | floarea soarelui | 17 | 24 | 54 | 62 | 30 | – | 2823 |
| | fasole | 15 | 20 | 39 | 44 | – | – | 2057 |
| Brăila | porumb | 16 | 19 | 41 | 58 | 51 | 21 | 3644 |
| | lucerna | 29 | 41 | 42 | 57 | 52 | 32 | 5046 |
| | sfeclă de zahăr | 15 | 23 | 46 | 57 | 49 | 29 | 4005 |
| | cartofi | 18 | 25 | 48 | 47 | 33 | – | 2838 |
| | grâu* | 12/23 | 42 | 43 | – | – | – | 1909 |
| | porumb siloz c.d. | – | – | – | 32 | 37 | 30 | 1876 |
| | soia | 15 | 20 | 38 | 54 | 44 | 32 | 3514 |
| | floarea soarelui | 14 | 26 | 50 | 58 | 32 | – | 3119 |
| | fasole | 15 | 17 | 37 | 54 | 36 | – | 2480 |
| Mărculeşti | porumb | 14 | 22 | 40 | 61 | 54 | 28 | 3777 |
| | lucerna | 25 | 38 | 43 | 57 | 52 | 34 | 4687 |
| | sfeclă de zahăr | 14 | 25 | 48 | 62 | 50 | 29 | 4047 |
| | cartofi | 12 | 24 | 49 | 48 | 32 | – | 2458 |
| | grâu* | 16/28 | 44 | 38 | – | – | – | 2608 |
| | porumb siloz c.d. | – | – | – | 26 | 40 | 32 | 1744 |
| | soia | 14 | 26 | 47 | 59 | 47 | 28 | 3832 |
| | floarea-soarelui | 15 | 24 | 61 | 66 | 29 | – | 3373 |
| | fasole | – | 23 | 44 | 55 | 32 | – | 2923 |

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | porumb | 22 | 28 | 43 | 58 | 43 | 27 | 3420 |
| | lucerna | 27 | 35 | 46 | 59 | 50 | 34 | 4334 |
| | sfeclă de-zahăr | 20 | 28 | 49 | 56 | 51 | 25 | 3666 |
| | cartofi | 20 | 27 | 48 | 56 | 37 | – | 2875 |
| Băneasa-Giurgiu | grâu* | 26/38 | 41 | 44 | – | – | – | 2515 |
| | porumb siloz c.d. | – | – | – | 40 | 42 | 36 | 2054 |
| | soia | 19 | 32 | 45 | 64 | 43 | 28 | 3730 |
| | floarea-soarelui | 23 | 32 | 53 | 52 | 48 | – | 3439 |
| | fasole | 14 | 24 | 43 | 52 | – | – | 1641 |
| | porumb | 20 | 28 | 43 | 55 | 45 | 29 | 3476 |
| | lucernă | 25 | 35 | 43 | 48 | 45 | 33 | 3746 |
| | sfeclă de zahăr | 19 | 35 | 45 | 55 | 43 | 35 | 3841 |
| | cartofi | 19 | 33 | 47 | 39 | 29 | – | 2304 |
| Drăgăneşti Telorman | grâu* | 17/31 | 41 | 37 | 32 | 39 | – | 1801 |
| | porumb siloz c.d. | – | – | – | – | – | 31 | 1610 |
| | soia | 21 | 24 | 46 | 54 | 45 | 29 | 3441 |
| | floarea-soarelui | 19 | 35 | 51 | 54 | 34 | – | 3106 |
| | fasole | 16 | 28 | 43 | 42 | 24 | – | 1677 |
| | porumb | 18 | 26 | 39 | 59 | 42 | 24 | 3180 |
| | lucerna | 29 | 35 | 39 | 55 | 49 | 33 | 4152 |
| | sfeclă de zahăr | 18 | 28 | 49 | 55 | 44 | 28 | 3600 |
| | cartofi | 18 | 29 | 43 | 43 | 23 | – | 1984 |
| Caracal | grâu* | 17/29 | 41 | 37 | – | – | – | 1674 |
| | porumb siloz c.d. | – | – | – | 27 | 39 | 28 | 1423 |
| | soia | 16 | 24 | 41 | 60 | 36 | 25 | 3993 |
| | floarea-soarelui | 16 | 35 | 56 | 58 | 26 | – | 3088 |
| | fasole | 15 | 24 | 46 | 51 | 31 | – | 2325 |
| | porumb | 18 | 28 | 45 | 61 | 47 | 22 | 3646 |
| | lucerna | 26 | 33 | 46 | 53 | 45 | 28 | 3940 |
| | sfeclă de zahăr | 22 | 32 | 46 | 56 | 40 | 25 | 3638 |
| | cartofi | 24 | 28 | 41 | 49 | 31 | – | 2547 |
| Arad | grâu* | 15/25 | 45 | 38 | – | – | – | 1688 |
| | porumb siloz c.d. | – | – | – | 34 | 44 | 30 | 1968 |
| | soia | 21 | 35 | 47 | 56 | 38 | 19 | 3489 |
| | floarea soarelui | 23 | 32 | 50 | 65 | 34 | – | 3500 |
| | fasole | 15 | 31 | 44 | 45 | 26 | – | 2181 |
| | porumb | 15 | 25 | 39 | 51 | 38 | 19 | 2218 |
| | lucerna | 29 | 38 | 43 | 50 | 36 | 20 | 3098 |
| | sfeclă de zahăr | 19 | 25 | 45 | 51 | 38 | 29 | 2818 |
| | cartofi | 19 | 27 | 48 | 43 | 30 | 17 | 2114 |
| Podul Iloaiei | grâu* | 17/29 | 43 | 47 | – | – | – | 2150 |
| | porumb siloz c.d. | – | – | – | 26 | 32 | 26 | 837 |
| | soia | 22 | 23 | 39 | 51 | 38 | 19 | 2366 |
| | floarea soarelui | 20 | 27 | 44 | 54 | 38 | – | 2457 |
| | fasole | 23 | 24 | 40 | 45 | 33 | – | 1940 |
| | porumb | 17 | 25 | 40 | 52 | 42 | 22 | 2555 |
| | lucerna | 22 | 30 | 46 | 50 | 45 | 36 | 3491 |
| | sfeclă de zahăr | 19 | 26 | 42 | 58 | 46 | 28 | 3196 |
| | cartofi | 17 | 27 | 40 | 50 | 40 | – | 2178 |
| Băneasa-Bucureşti | grâu* | 11/22 | 33 | 38 | – | – | – | 1718 |
| | porumb siloz c.d. | – | – | – | 33 | 35 | 30 | 835 |
| | soia | 16 | 24 | 36 | 53 | 39 | 28 | 2492 |
| | floarea soarelui | 16 | 24 | 47 | 54 | 34 | – | 2203 |
| | fasole | 15 | 24 | 41 | 45 | 34 | – | 1714 |

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Cluj Napoca | porumb | 17 | 26 | 34 | 39 | 31 | 22 | 1078 |
| | lucerna | 23 | 27 | 37 | 39 | 24 | 19 | 1072 |
| | sfeclă de zahăr | 17 | 25 | 35 | 43 | 31 | 19 | 1111 |
| | cartofi | | 26 | 39 | 45 | 32 | 22 | 1475 |
| | porumb siloz c.d. | –18 | – | – | 33 | 33 | 29 | 965 |
| Malu Mare Craiova | porumb | 16 | 23 | 37 | 48 | 34 | 17 | 2407 |
| | lucerna | 24 | 33 | 41 | 44 | 31 | 21 | 2975 |
| | cartofi | 15 | 34 | 40 | 33 | – | – | 1506 |
| | grâu* | 16/25 | 38 | 35 | – | – | – | 1473 |
| | porumb siloz c.d. | – | – | – | 27 | 36 | 32 | 1668 |
| | soia | 18 | 21 | 40 | 44 | 30 | 20 | 2331 |
| | floarea soarelui | 17 | 28 | 45 | 47 | 27 | – | 2379 |
| | fasole | 13 | 26 | 42 | 34 | – | – | 1288 |
| | arahis | 15 | 24 | 36 | 50 | 38 | 25 | 2798 |

* prima cifră din luna IV se referă la luna a III-a (martie)

NOTĂ: În cazul udării localizate, necesarul de apă de irigaţie se diminuează ţinând seamă de mărimea suprafeţei efectiv umectate

Datele de consum din tabelul 19.1 se referă la următoarele niveluri de producţie, pe culturi (Gh. Pricop):

| | |
|---|---|
| porumb | 10.000-12.000 kg/ha |
| lucernă | 17.000-23.000 kg/ha |
| sfeclă de zahăr | 57.000-68.000 kg/ha |
| cartofi | 35.000-50.000 kg/ha |
| grâu | 3.500- 5.000 kg/ha |
| porumb cultură dublă | 35.000-50.000 kg/ha m.v. |
| soia | 2.700- 4.000 kg/ha |
| fasole | 2.500- 3.800 kg/ha |

Metoda de calcul prezentată determină necesarul de apă la plantă, necesară elaborării documentaţiilor tehnice pentru amenajările de irigaţie; această metodă nu se va aplica în procesul de exploatare a amenajărilor de irigaţii.

*Metoda adoptată* pentru calculul necesarului de apă al culturilor irigate este metoda bilanţului apei în sol. Calculele de bilanţ al apei în sol şi ale normelor de irigaţie trebuie efectuate pe şiruri de ani consecutivi, nefiind admisă utilizarea de şiruri întrerupte. Se recomandă ca bilanţul să se calculeze pe un şir de minimum 25 ani.

Notând cu:

$M$ = deficitul de apă din sol care nu este acoperit de apa din precipitaţii, din aprovizionarea freatică sau din rezerva de apă din sol, sau excedentul de apă din sol care nu se poate acumula într-un strat de sol de o anumită grosime ($m^3$/ha);

$ET$ = evapotranspiraţia sau consumul total de apă, reprezentând cantitatea de apă extrasă din sol prin transpiraţia plantelor, la care se adaugă evaporaţia directă a apei de la suprafaţa solului ($m^3$/ha);

$ETP$ = evapotranspiraţia potenţială, care este cantitatea de apă pierdută în atmosferă de o suprafaţă orizontală a unui câmp acoperit de o vegetaţie verde, deasă, de talie joasă, în plină dezvoltare şi dispunând de apă din abundenţă ($m^3$/ha);

$ETRO$ = evapotranspiraţia reală optimă sau consumul total de apă prin transpiraţia plantelor şi prin evaporaţia de la suprafaţa solului a unui câmp cultivat la o umiditate a solului care asigură o producţie agricolă mare în condiţii economice ($m^3$/ha);

$P$ = aportul de apă din precipitaţiile lunii de calcul ($m^3$/ha);

$A_f$ = aportul de apă din pânza freatică în luna de calcul ($m^3$/ha);

$R_i$ – rezerva de apă existentă în sol la începutul lunii de calcul ($m^3$/ha);

$R_f$ = rezerva finală de apă existentă în sol la sfârşitul lunii de calcul ($m^3$/ha);

$H$ = adâncimea stratului de sol în care se înmagazinează apa care poate fi folosită de plante (m);

$h$ = adâncimea stratului activ de sol în care se dezvoltă masa principală a rădăcinilor şi care variază cu planta, stadiul ei de vegetaţie, solul şi zona naturală (m);

$P_{min}$ = valoarea minimă admisibilă a umidităţii solului în perioada de vegetaţie (plafon minim) pe adâncimea $h$ ($m^3$/ha);

$CC$ – capacitatea de câmp pentru apă a solului ($m^3$/ha);

$CO$ – coeficientul de ofilire al solului ($m^3$/ha);

$DA$ = densitatea aparentă a solului (l/$m^3$);

$R_m a_{x(H)}$= rezerva maximă de apă în sol, corespunzătoare capacităţii de câmp pentru apă, pe adâncimea de 1,5 m la solurile profunde; pentru solurile cu profil scurt se ia adâncimea acestuia, iar pentru cele care prezintă orizonturi argiloiluviale grele şi tasate, valorile din tabelul 19.2.a, ($m^3$/ha);

$R_{min(H)}$ = rezerva minimă de apă în sol, corespunzătoare coeficientului de ofilire, pe adâncimea de 1,5 m la solurile profunde; pentru solurile cu profil scurt se ia adâncimea acestuia, iar pentru cele care prezintă orizonturi argiloiluviale grele şi tasate, valorile din tabelul 19.2.a, ($m^3$/ha);

$R_{max(h)}$ – rezerva maximă de apă în sol corespunzătoare capacităţii de câmp pentru apă în stratul activ *h* ($m^3$/ha);

$R_{min(h)}$ = rezerva minimă de apă în sol, corespunzătoare plafonului minim în stratul activ h ($m^3$/ha);

$M_l$ = norma de irigaţie în luna de calcul ($m^3$/ha);

$m$ = norma de udare în perioada de vegetaţie ($m^3$/ha);

a = norma udării de aprovizionare ($m^3$/ha);

$\sum m$ = norma de irigaţie în perioada de vegetaţie ($m^3$/ha).

**Tabelul 19.2.a.** Grosimea maximă a stratului de înmagazinare *(H)* şi a stratului de dezvoltare a masei principale a rădăcinilor *(h)* pentru solurile grele şi compacte

| Tipul (subtipul) de sol | Grosimea limită (m) a stratului | |
|---|---|---|
| | H | h |
| Cernoziomuri argilice; soluri brune argilice, soluri brun-roşcate, soluri brun-roşcate podzolite (subtipurile vertice) | 120-1,40 | 0,70-1,00 |
| Soluri brune podzolite | 0,70-1,00 | 0,40-0,60 |
| Soluri podzolite argiloiluviale | 0,70-0,90 | 0,50-0,70 |
| Planosoluri | 0,70-0,80 | 0,40-0,70 |
| Vertisoluri | 0,90-1,20 | 0,60-0,80 |
| Soluri pseudogleice | 0,70-0,90 | 0,40-0,60 |

Din bilanţul apei în sol, se stabileşte necesarul de apă al culturilor irigate pentru o lună;

$$M_l = ETRO - P - A_f + R_f - R_i \ (\text{m}^3/\text{ha}) \quad (19.1)$$

*Bilanţul apei în sol* determină cantitatea de apă care trebuie dată prin irigaţie, astfel încât în perioada de vegetaţie, cantitatea de apă din sol să nu scadă sub o valoare minimă admisibilă (plafon minim).

*La stabilirea regimului optim de umiditate necesar în sol* se admit următoarele ipoteze:

a) în lunile din afara perioadei de vegetaţie, nu se prescrie o limită minimă a rezervei de apă din sol (această rezervă ar putea teoretic să scadă până la valoarea corespunzătoare coeficientului de ofilire); în această perioadă calculele se efectuează pe adâncimea maximă *(H)* în care se înmagazinează apa care poate fi folosită de plante;

b) în perioada de vegetaţie, rezerva de apă în sol poate varia între rezerva maximă şi o rezervă minimă, calculele efectuându-se pe adâncimea *(h)* în care se dezvoltă masa principală a rădăcinilor plantelor;

c) în afara perioadei de vegetaţie sau la începutul ei poate apărea necesitatea unor udări de aprovizionare, care în condiţiile ţării noastre se aplică fie în lunile septembrie-octombrie sub forma udărilor pentru asigurarea răsăritului la culturile de toamnă, în cazul toamnelor secetoase, fie în lunile martie-aprilie pentru culturile de primăvară, atunci când apare un deficit de apă în stratul superior al solului.

În *calculul necesarului de apă al culturilor irigate* se pot întâlni următoarele situaţii:

a) stratul de sol capabil să înmagazineze apa este profund; în aceste situaţii se ia în considerare adâncimea de 1,5 m în perioada rece (1 octombrie – 1 aprilie) şi adâncimea stratului activ (la care se găseşte masa principală a rădăcinilor) în perioada de vegetaţie (1 aprilie – 1 octombrie) această adâncime depinzând de planta cultivată, stadiul ei de vegetaţie şi de zona naturală, valorile orientative respective fiind date în tabelul 19.2.b.

b) stratul de sol capabil să înmagazineze apa este subţire; în aceste situaţii bilanţul apei în sol se face numai pe adâncimea acestui strat;

c) în cazul solurilor grele, cu orizonturi argiloiluviale tasate, se vor folosi datele cuprinse în tabelul 19.2.a

**Tabelul 19.2.b.** Adâncimea de dezvoltare a masei principale a rădăcinilor pe culturi şi zone climatice (m)

| Culturile | Zona secetoasă (Dobrogea şi Bărăganul de nord) | Restul zonelor |
|---|---|---|
| Fasole, grâu, legume, porumb cultură dublă după grâu (între 15 şi 31 iulie) | 0,75 | 0,50 |
| Lucernă an 1, floarea soarelui, sfeclă, cartofi, porumb, soia, viţă de vie, porumb cultură dublă după grâu (din luna august) | 1,00 | 0,75 |
| Lucerna an II şi III, pomi | 1,25 | 1,00 |

*Consumul total de apă* prin transpiraţia plantelor şi prin evaporaţie de la suprafaţa solului – evapotranspiraţia *(ET)* – în condiţii de irigaţie poate fi:

a) evapotranspiraţia potenţială *(ETP)* sau de referinţă *($ET_0$)* şi

b) evapotranspiraţia reală optimă *(ETRO).*

Stabilirea mărimii *ETRO* se face pornind de la valoarea calculată *ETP* după metoda Thornthwaite, căreia – pentru ţara noastră – i se aplică o corecţie *d* în funcţie de zona naturală şi de cultura agricolă.

Elementele climatice pentru calcularea *ETP* se iau de la staţia meteorologică cea mai apropiată, situată în condiţii pedoclimatice asemănătoare suprafeţei studiate. În fig. 19.1.a se indică zonele de influenţă a staţiilor meteorologice de pe teritoriile irigabile ale ţării; dacă în zona studiată sunt mai multe staţii meteorologice, calculele se vor face separat pentru fiecare staţie.

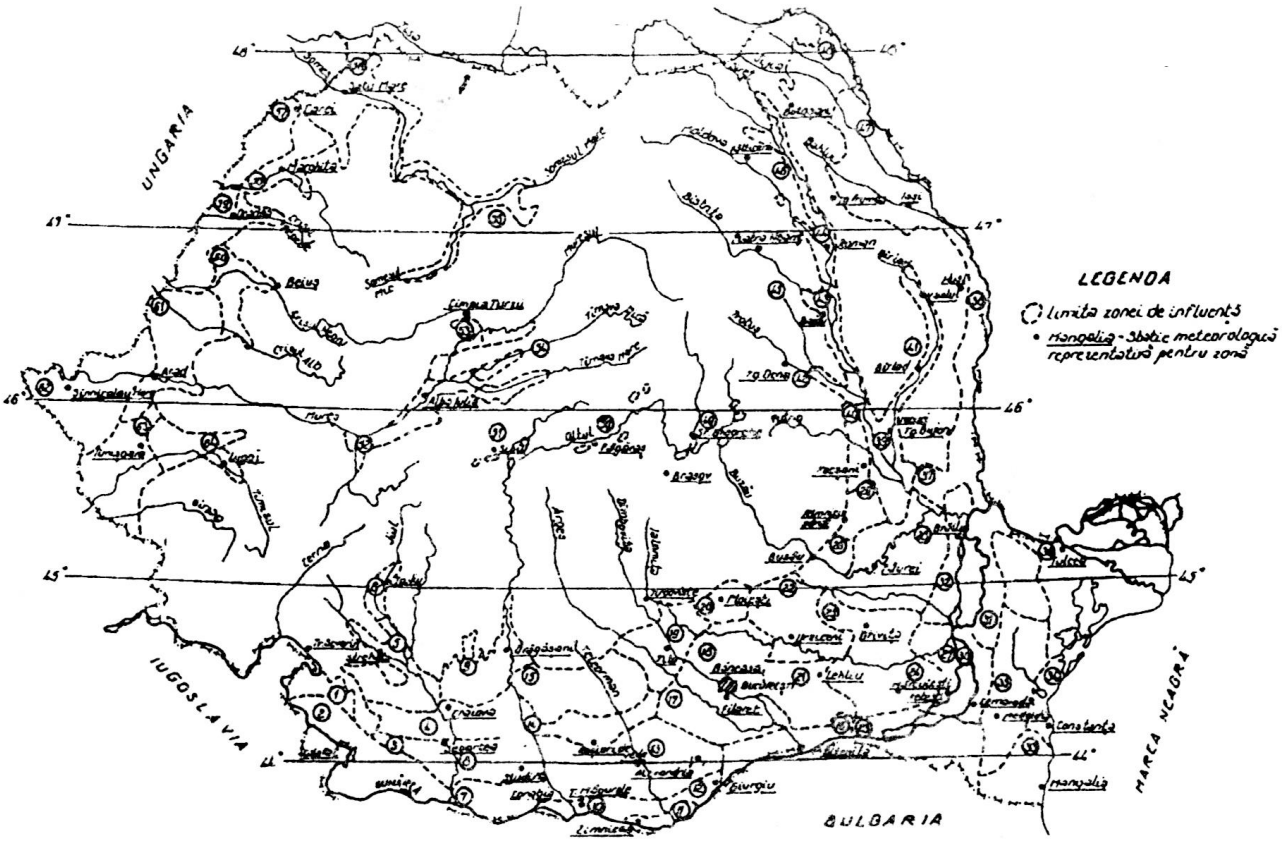



**Fig. 19.1.a.** Schiţa cu zonele de influenţă a staţiilor meteorologice

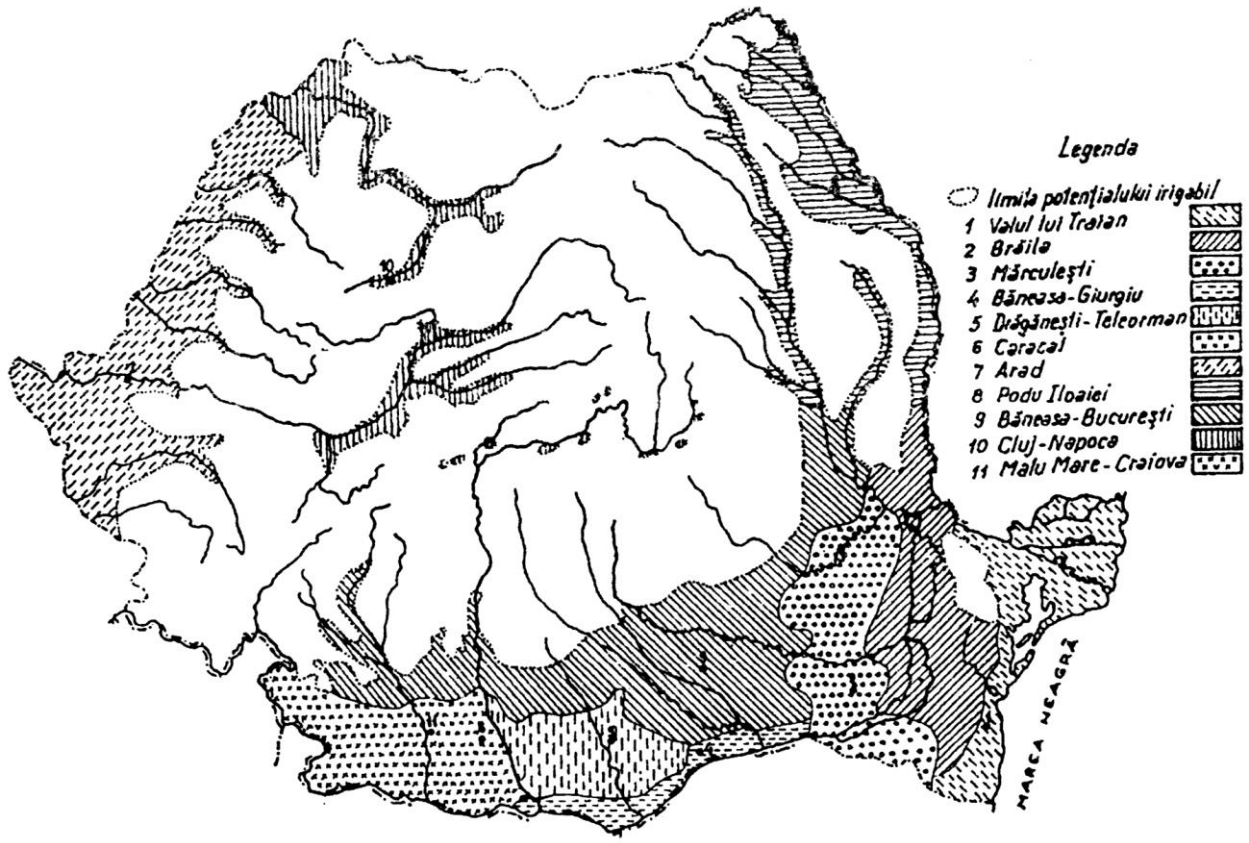



**Fig. 19.1.b.** Schiţa provizorie cu zonele aferente punctelor de cercetare

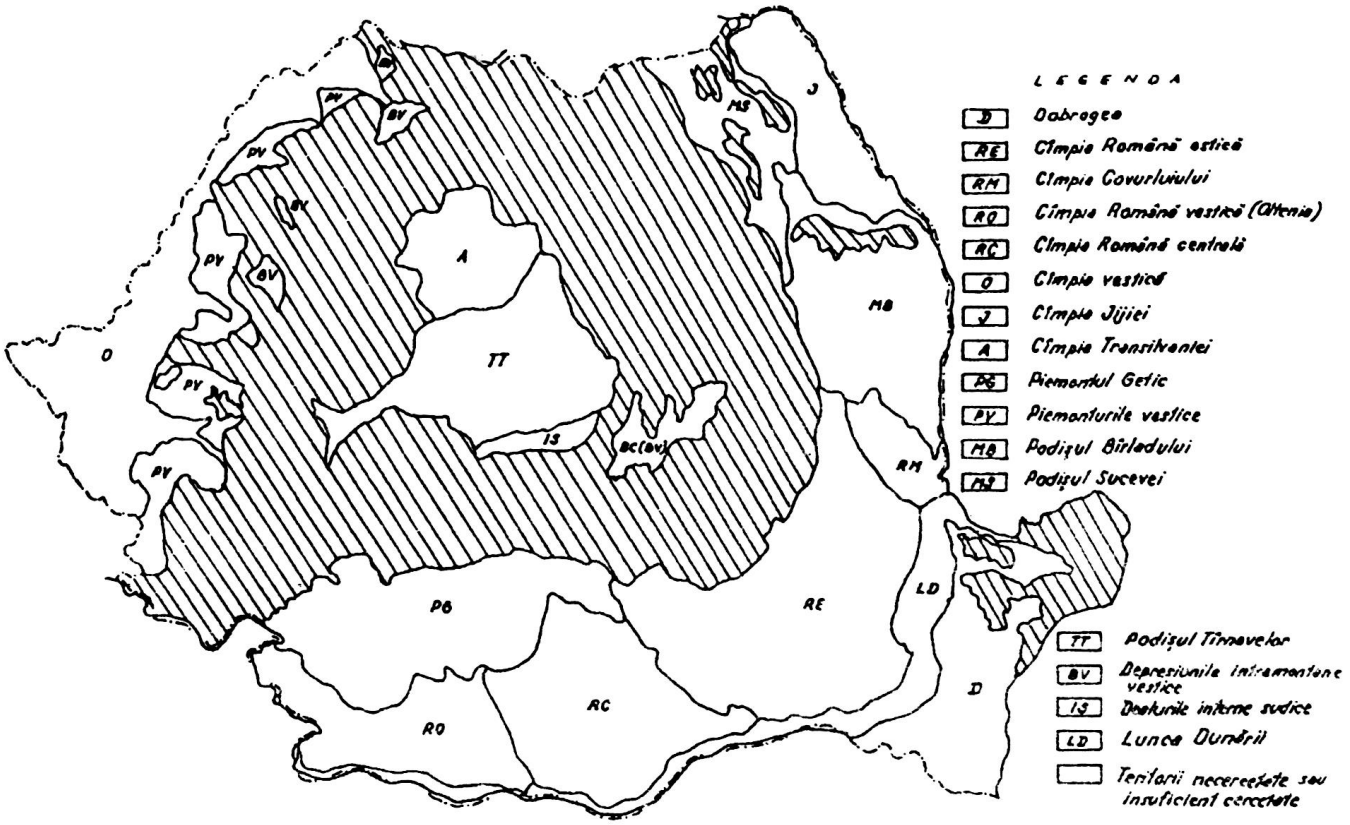



**Fig. 19.1.c.** Schiţa unităţilor fizico-geografice

Formula generală de calcul a *ETP* după Thornthwaite este:

$$ETP = 1,6\left(\frac{10 \cdot t}{I}\right)^{a} \cdot K \qquad (19.2)$$

în care:

*ETP* = evapotranspiraţia potenţială, în ($m^3$/ha);

*t* = temperatura medie (în °C) a fiecărei luni pentru care se calculează *ETP;*

*a* = coeficient empiric determinat prin relaţia:

$$a = 0,000.000.675 \cdot I^3 - 0,0000771 \cdot I^2 + \\ + 0,01792 \cdot I + 0,49239$$

*K* = coeficientul de luminozitate, corespunzător aşezării geografice (latitudinii) a zonei studiate, stabilit în funcţie de numărul mediu de ore-lumină al zilelor din fiecare lună, valorile respective fiind redate în tabelul 19.3.

*I* = indicele termic al zonei în care este situat terenul care urmează a fi amenajat, calculat după relaţia:

$$I = \sum_{n=1}^{n=12}\left(\frac{t_n}{5}\right)^{1,514} = \sum_{n=1}^{n=12} i \qquad (19.3)$$

în care:

$t_n$ = temperatura medic multianuală (normală) a fiecărei luni din an, în °C;

*i* = indicele termic lunar

$$i = \frac{t_n^{1,514}}{5} \qquad (19.4)$$

Prin însumarea indiciilor termici lunari *i* ai celor 12 luni se obţine indicele termic *I* al zonei (staţiei meteorologice) respective.

Evapotranspiraţia reală optimă *ETRO* se obţine prin înmulţirea valorii calculate a *ETP*, cu coeficientul de corecţie *d* dat în tabelul 19.4. corelat cu fig. 19.1.b.

*ETRO* se determină pentru fiecare cultură în parte, iar cu valorile obţinute se efectuează calculele de bilanţ al apei în sol şi se determină necesarul de apă lunar pentru culturile din cadrul sortimentului de plante specifice zonei. Necesarul de apă de irigaţie pentru o anumită structură a culturilor se stabileşte proporţional, pe baza necesarului pentru fiecare cultură.

În cazul unor studii generale de gospodărire a apelor, calculul necesarului de apă de irigaţie al culturilor se poate simplifica, adoptându-se un coeficient *d* mediu ponderat, ţinând seama de proporţia fiecărei culturi în cadrul structurii culturilor stabilite, conform relaţiei:

$$d_{mp} = \frac{d_1 \cdot p_1 + d_2 \cdot p_2 + d_3 \cdot p_3 + .....d_n \cdot p_n}{100} \qquad (12.106)$$

în care:

$d_{mp}$ = coeficientul de corecţie mediu ponderat al *ETP* calculate;

$p_1, p_2, ..., p_n$ = procentele deţinute de diferite plante în structura culturilor;

$(p_1 + p_2 + ... p_n = 100)$

$d_1, d_2, ... d_n$ = coeficienţii de corecţie *d* ai culturilor respective (tabelul 19.4).

**Tabelul 19.3.** Coeficienţii de corecţie a evapotranspiraţiei potenţiale în funcţie de latitudine (corecţie datorită lungimii zilei şi numărul efectiv de zile pe lună)

| Lunile | Latitudinea nordică | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 42° | 43° | 44° | 45° | 46° | 47° | 48° | 49° | 50° |
| I | 0,82 | 0,81 | 0,81 | 0,80 | 0,79 | 0,77 | 0,76 | 0,75 | 0,74 |
| II | 0,83 | 0,82 | 0,82 | 0,81 | 0,81 | 0,80 | 0,80 | 0,79 | 0,78 |
| III | 1.03 | 1,02 | 1,02 | 1,02 | 1,02 | 1,02 | 1,02 | 1,02 | 1,02 |
| IV | 1,12 | 1,12 | 1,13 | 1,13 | 1,13 | 1,14 | 1,14 | 1,14 | 1,15 |
| V | 1,26 | 1,26 | 1,27 | 1,28 | 1,29 | 1,30 | 1,31 | 1,32 | 1,33 |
| VI | 1,27 | 1,28 | 1,29 | 1,29 | 1,31 | 1,32 | 1,33 | 1,34 | 136 |
| VII | 1,28 | 1,29 | 1,30 | 131 | 1,32 | 1,33 | 1,34 | 1,35 | 1,37 |
| VIII | 1,19 | 1,20 | 1,20 | 1,21 | 1,22 | 1,22 | 1,23 | 1,24 | 1,25 |
| IX | 1,04 | 1,04 | 1,04 | 1,04 | 1,04 | 1,04 | 1,05 | 1,05 | 1,06 |
| X | 0,95 | 0,95 | 0,95 | 0,94 | 0,94 | 0,93 | 0,93 | 0,93 | 0,92 |
| XI | 0,82 | 0,81 | 0,80 | 0,79 | 0,79 | 0,78 | 0,77 | 0,76 | 0,76 |
| XII | 0,79 | 0,77 | 0,76 | 0,75 | 0,74 | 0,73 | 0,72 | 0,71 | 0,70 |

**Tabelul 19.4.** Coeficienţii de corecţie (d) a evapotranspiraţiei potenţiale calculaţi după zonele de influenţă a punctelor de cercetare şi pe culturi

| Cultura | Punctul de cercetare | Nr. corespunzător din fig. 19.1.a | I | II | III | IV | V | VI | VII | VIII | IX | X | XI | XII |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| *1* | *2* | *3* | *4* | *5* | *6* | *7* | *8* | *9* | *10* | *11* | *12* | *13* | *14* | *15* |
| Porumb | Valul lui Traian | 1 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,81 | 0,75 | 0,85 | 1,33 | 1,26 | 0,77 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Brăila | 2 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,94 | 0,61 | 0,98 | 1,29 | 1,28 | 0,81 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Mărculeşti | 3 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,84 | 0,73 | 1,00 | 139 | 1,32 | 1,04 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Băneasa – Giurgiu | 4 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,42 | 1,02 | 1,02 | 136 | 1,23 | 1,05 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Drăgăneşti – Teleorman | 5 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,19 | 0,90 | 1,06 | 1,27 | 1,17 | 1,01 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Caracal | 6 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,06 | 0,87 | 0,89 | 1,23 | 1,00 | 0,86 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Arad | 7 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,06 | 0,93 | 1,13 | 1,33 | 1,27 | 0,88 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Podu Iloaiei | 8 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,88 | 0,83 | 0,98 | 1,24 | 1,09 | 0,83 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Băneasa – Bucureşti | 9 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,06 | 0,80 | 0,90 | 1,13 | 0,98 | 0,77 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Cluj – Napoca | 10 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,07 | 0,98 | 0,86 | 0,97 | 0,85 | 0,88 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Malu Mare – Craiova | 11 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,89 | 0,74 | 0,90 | 1,06 | 0,89 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| Lucernă | Valul lui Traian | 1 | 1 | 1 | 1 | 1,60 | 1,11 | 1,01 | 1,07 | 1,15 | 0,97 | 1 | 1 | 1 |
| | Brăila | 2 | 1 | 1 | 1 | 1,53 | 1,32 | 133 | 1,27 | 130 | 1,19 | 1 | 1 | 1 |
| | Mărculeşti | 3 | 1 | 1 | 1 | 1,67 | 1,31 | 1,08 | 1,27 | 1,27 | 1,31 | 1 | 1 | 1 |
| | Băneasa – Giurgiu | 4 | 1 | 1 | 1 | 1,83 | 1,22 | 1,13 | 1,38 | 1,43 | 1,23 | 1 | 1 | 1 |
| | Drăgăneşti – Teleorman | 5 | 1 | 1 | 1 | 1,48 | 1,13 | 1,05 | 1,10 | 1,14 | 1,13 | 1 | 1 | 1 |
| | Caracal | 6 | 1 | 1 | 1 | 1,61 | 1,17 | 0,91 | 1,10 | 1,11 | 1,10 | 1 | 1 | 1 |
| | Arad | 7 | 1 | 1 | 1 | 1,73 | 1,14 | 1,21 | 1,29 | 1,15 | 1,08 | 1 | 1 | 1 |
| | Podu Iloaiei | 8 | 1 | 1 | 1 | 1,81 | 1,27 | 1,10 | 1,19 | 0,97 | 0,87 | 1 | 1 | 1 |
| | Băneasa – Bucureşti | 9 | 1 | 1 | 1 | 1,29 | 1,00 | 1,12 | 1,09 | 1,07 | 133 | 1 | 1 | 1 |
| | Cluj – Napoca | 10 | 1 | 1 | 1 | 1,29 | 0,80 | 1,02 | 1,07 | 0,65 | 0,79 | 1 | 1 | 1 |
| | Malu Mare – Craiova | 11 | 1 | 1 | 1 | 133 | 0,89 | 1,03 | 0,98 | 0,82 | 0,78 | 1 | 1 | 1 |

| *1* | *2* | *3* | *4* | *5* | *6* | *7* | *8* | *9* | *10* | *11* | *12* | *13* | *14* | *15* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Sfeclă de zahăr | Valul lui Traian | 1 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,07 | 0,83 | 1,33 | 130 | 1,20 | 1,07 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Brăila | 2 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,88 | 0,74 | 1,10 | 1,27 | 1,20 | 1,12 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Mărculeşti | 3 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,88 | 0,83 | 1,20 | 132 | 1,25 | 1,12 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Băneasa – Giurgiu | 4 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,34 | 1,01 | 1,19 | 130 | 1,44 | 0,90 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Drăgăneşti – Teleorman | 5 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,09 | 1,14 | 1,04 | 1,26 | 1,12 | 1,22 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Caracal | 6 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,00 | 0,93 | 1,11 | 1,15 | 1,05 | 1,04 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Arad | 7 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,38 | 1,07 | 1,15 | 133 | 1,08 | 0,96 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Podu Iloaiei | 8 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,12 | 0,83 | 1,13 | 1,21 | 1,09 | 1,26 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Băneasa – Bucureşti | 9 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,12 | 0,87 | 1,02 | 1,29 | 1,12 | 1,08 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Cluj – Napoca | 10 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,09 | 0,90 | 0,89 | 1,07 | 0,85 | 0,76 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Malu Mare – Craiova | 11 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – |
| Cartofi | Valul lui Traian | 1 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,07 | 1,00 | 1,35 | 1,26 | 0,76 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Brăila | 2 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,06 | 0,64 | 1,17 | 1,02 | 0,83 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Mărculeşti | 3 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,75 | 0,80 | 1,23 | 1,03 | 0,82 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Băneasa – Giurgiu | 4 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 142 | 0,98 | 1,16 | 1,33 | 1,06 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Drăgăneşti – Teleorman | 5 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,12 | 1,07 | 1,15 | 0,90 | 0,77 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Caracal | 6 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,06 | 0,94 | 0,98 | 0,90 | 0,58 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Arad | 7 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,41 | 0,94 | 1,03 | 1,17 | 0,84 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Podu Iloaiei | 8 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,12 | 0,87 | 1,20 | 1,09 | 0,86 | 0,74 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Băneasa – Bucureşti | 9 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,00 | 0,90 | 0,98 | l,11 | 0,95 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Cluj – Napoca | 10 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,09 | 0,87 | 1,02 | 1,12 | 0,91 | 0,85 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Malu Mare – Craiova | 11 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,88 | 1,10 | 0,95 | 0,73 | 0,60 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| Grâu de toamnă | Valul lui Traian | 1 | 1 | 1 | 3,20 | 1,88 | 1,85 | 1,05 | – | – | – | 1 | 1 | 1 |
| | Brăila | 2 | 1 | 1 | 2,40 | 1,44 | 1,45 | 1,08 | – | – | – | 1 | 1 | 1 |
| | Mărculeşti | 3 | 1 | 1 | 3,20 | 1,75 | 1,47 | 0,95 | – | – | – | 1 | 1 | 1 |
| | Băneasa – Giurgiu | 4 | 1 | 1 | 3,10 | 2,58 | 1,48 | 1,09 | – | – | – | 1 | 1 | 1 |
| | Drăgăneşti – Teleorman | 5 | 1 | 1 | 2,90 | 1,80 | 1,32 | 0,90 | – | – | – | 1 | 1 | 1 |
| | Caracal | 6 | 1 | 1 | 2,71 | 1,61 | 1,37 | 0,84 | – | – | – | 1 | 1 | 1 |
| | Arad | 7 | 1 | 1 | 2,25 | 1,58 | 1,49 | 0,97 | – | – | – | 1 | 1 | 1 |
| | Podu Iloaiei | 8 | 1 | 1 | 2,40 | 1,81 | 1,73 | 1,18 | – | – | – | 1 | 1 | 1 |
| | Băneasa – Bucureşti | 9 | 1 | 1 | 2,19 | 1,29 | 1,06 | 0,90 | – | – | – | 1 | 1 | 1 |
| | Malu Mare – Craiova | 11 | 1 | 1 | 2,67 | 1,47 | 1,23 | 0,85 | – | – | – | 1 | 1 | 1 |
| Porumb siloz cultură dublă | Valul lui Traian | 1 | – | – | – | – | – | – | 0,53 | 0,87 | 1,31 | – | – | – |
| | Brăila | 2 | – | – | – | – | – | – | 0,71 | 0,93 | 1,15 | – | – | – |
| | Mărculeşti | 3 | – | – | – | – | – | – | 0,60 | 1,05 | 1,28 | – | – | – |
| | Băneasa – Giurgiu | 4 | – | – | – | – | – | – | 0,92 | 1,20 | 1,39 | – | – | – |
| | Drăgăneşti – Teleorman | 5 | – | – | – | – | – | – | 0,74 | 1,01 | 1,08 | – | – | – |
| | Caracal | 6 | – | – | – | – | – | – | 0,60 | 0,97 | 1,08 | – | – | – |
| | Arad | 7 | – | – | – | – | – | – | 0,81 | 1,09 | 1,22 | – | – | – |
| | Podu Ioaiei | 8 | – | – | – | – | – | – | 0,63 | 0,91 | 1,13 | – | – | – |
| | Băneasa – Bucureşti | 9 | – | – | – | – | – | – | 0,75 | 0,88 | 1,15 | – | – | – |
| | Cluj – Napoca | 10 | – | – | – | – | – | – | 0,89 | 0,92 | 1,16 | – | – | – |
| | Malu Mare – Craiova | 11 | – | – | – | – | – | – | 0,60 | 0,80 | 1,19 | – | – | – |
| Soia | Valul lui Traian | 1 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,00 | 0,76 | 0,85 | 1,23 | 1,13 | 0,85 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Brăila | 2 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,94 | 0,65 | 0,90 | 1,20 | 1,11 | 1,23 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Mărculeşti | 3 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,93 | 0,84 | 1,18 | 1,37 | 1,24 | 1,12 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Băneasa – Giurgiu | 4 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,19 | 1,15 | 1,09 | 1,49 | 1,23 | 1,04 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Drăgăneşti – Teleorman | 5 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,24 | 0,80 | 1,10 | 1,26 | 1,18 | 0,99 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Caracal | 6 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,00 | 0,83 | 0,93 | 1,28 | 0,82 | 0,93 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Arad | 7 | 0,90 | 0,95 | 0,60 | 1,00 | 1,17 | 1,17 | 1,33 | 1,03 | 0,63 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Podu Iloaiei | 8 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,71 | 0,77 | 0,98 | 1,24 | 1,09 | 0,83 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Băneasa – Bucureşti | 9 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,80 | 0,83 | 0,88 | 1,20 | 0,95 | 1,08 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Malu Mare – Craiova | 11 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,06 | 0,69 | 0,98 | 0,98 | 0,79 | 0,77 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |

| *1* | *2* | *3* | *4* | *5* | *6* | *7* | *8* | *9* | *10* | *11* | *12* | *13* | *14* | *15* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Floarea soarelui | Valul lui Traian | 1 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,13 | 0,83 | 1,35 | 1,44 | 0,77 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Brăila | 2 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,82 | 0,84 | 1,19 | 1,29 | 0,80 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Mărculeşti | 3 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,94 | 0,80 | 1,49 | 1,50 | 0,74 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Băneasa – Giurgiu | 4 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,51 | 1,11 | 1,24 | 1,25 | 1,43 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Drăgăneşti – Teleorman | 5 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,12 | 1,14 | 1,22 | 1,26 | 0,87 | 0,64 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Caracal | 6 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,94 | 1,17 | 1,27 | 1,23 | 0,65 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Arad | 7 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,28 | 1,07 | 1,28 | 1,51 | 0,92 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Podu Iloaiei | 8 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,18 | 0,90 | 1,10 | 1,32 | 1,09 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Băneasa – Bucureşti | 9 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,94 | 0,77 | 1,15 | 1,17 | 0,83 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Malu Mare – Craiova | 11 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,00 | 0,90 | 1,07 | 1,04 | 0,71 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| Fasole | Valul lui Traian | 1 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,00 | 0,69 | 0,98 | 1,02 | 0,80 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Brăila | 2 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,83 | 0,55 | 0,90 | 1,20 | 0,88 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Mărculeşti | 3 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,70 | 0,79 | 1,10 | 1,25 | 0,82 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Băneasa – Giurgiu | 4 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,00 | 0,92 | 1,05 | 1,22 | 0,75 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Drăgăneşti – Teleorman | 5 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,99 | 0,93 | 1,04 | 0,97 | 0,60 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Caracal | 6 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,88 | 0,62 | 1,10 | 1,11 | 0,70 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Arad | 7 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,70 | 1,03 | 1,10 | 1,05 | 0,70 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Podu Iloaiei | 8 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,71 | 0,83 | 1,00 | 1,10 | 0,84 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Băneasa – Bucureşti | 9 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,70 | 0,77 | 1,03 | 1,00 | 0,85 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Malu Mare – Craiova | 11 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,80 | 0,87 | 1,02 | 0,76 | 0,60 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| Arahis | Malu Mare – Craiova | 11 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,70 | 0,92 | 0,95 | 1,16 | 0,90 | 0,83 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| Dovlecei de furaj | Cluj – Napoca | 10 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,16 | 1,11 | 1,03 | 1,02 | 1,07 | 0,98 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| Cartofi timpurii | Mărculeşti | 3 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,47 | 0,92 | 1,28 | 0,78 | 0,60 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Malu Mare – Craiova | 11 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,63 | 1,16 | 0,92 | 0,55 | 0,60 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| Legume | Ţigăneşti – Băneasa | 9 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,18 | 1,30 | 1,35 | 1,10 | 0,73 | 0,60 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Bucureşti | 7 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,56 | 1,25 | 1,19 | 1,15 | 0,69 | 0,60 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Arad | | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,07 | 1,28 | 1,27 | 1,09 | 0,70 | 0,60 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| Viţă de vie | Murfatlar | 1 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 1,01 | 0,56 | 0,49 | 0,71 | 0,68 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Greaca | 4 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,88 | 0,62 | 0,58 | 0,77 | 0,73 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Băneasa – Bucureşti | 9 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,71 | 0,56 | 0,55 | 0,80 | 0,77 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| | Dăbuleni | 11 | 0,90 | 0,85 | 0,60 | 0,90 | 0,84 | 0,86 | 0,91 | 0,77 | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 |
| Pomi* | Băneasa – Bucureşti | 9 | 1 | 1 | 1 | 0,55 | 0,60 | 0,55 | 0,60 | 0,56 | 0,47 | 1 | 1 | 1 |
| | Dăbuleni | 11 | 1 | 1 | 1 | 0,90 | 0,92 | 0,88 | 0,85 | 0,80 | 0,65 | 1 | 1 | 1 |

* datele se referă la plantaţii tinere; pentru plantaţiile vechi se vor lua datele de la viţa de vie

*Aportul de apă din precipitaţii (P)* dintr-o anumită lună se consideră egal cu totalul precipitaţiilor căzute în luna respectivă (inclusiv cele sub 5 mm).

În calculul aportului precipitaţiilor nu se ţine cont de pierderile de apă prin scurgere la suprafaţa solului, iar infiltraţia în adâncime se ia în considerare numai în cazul când solul este aprovizionat la capacitatea de câmp pe adâncimea de calcul, admiţându-se ca pierderi numai cantităţile de apă ce depăşesc capacitatea de câmp, după scăderea *ETRO.*

*Rezerva de apă din sol* accesibilă plantelor în perioada de vegetaţie se găseşte pe un strat de sol *h* limitat în funcţie de adâncimea de dezvoltare a masei principale a rădăcinilor sau de condiţiile speciale de sol, care se iau în considerare conform tabelelor 19.2a şi 19.2.b; în afara perioadei de vegetaţie, se ia în considerare stratul de înmagazinare *H* din care apa poate fi utilizată de către plantă.

În cadrul ipotezelor admise, referitoare la conţinutul de apă al solului, rezervele de apă din sol oscilează între următoarele limite:

a) $R_{\max(H)} = 100 \cdot 1{,}5 \cdot CC_{(H)} \cdot DA_{(H)}$ (19.5)

b) $R_{\min(H)} = 100 \cdot 1{,}5 \cdot CO_{(H)} \cdot DA_{(H)}$ (19.6)

c) $R_{\max(h)} = 100 \cdot h \cdot CC_{(h)} \cdot DA_{(h)}$ (19.7)

d) $R_{\min(h)} = 100 \cdot h \cdot P_{\min} \cdot DA_{(h)}$ (19.8)

Valorile umidităţilor *CC, CO* şi $P_{\min}$ sunt date de % din greutatea solului uscat, iar *DA* în t/m$^3$;

În tabelul 19.5 se dau valorile orientative ale indicilor hidrofizici pentru principalele soluri din ţara noastră, fig. 19.1.c.

Plafonul minim *($P_{min}$)* din relaţia (19.8) se calculează în funcţie de cultură şi de sol, conform tabelului 19.6.

*Aportul de apă din pânza freatică ($A_f$)* se ia în considerare folosind datele indicate în tabelul 19.7 care cuprinde valorile aproximative ale alimentării freatice în ($m^3$/ha) pe perioada de vegetaţie, pentru diferitele adâncimi ale nivelului freatic, pentru principalele categorii texturale de sol şi pentru două situaţii de ariditate.

În situaţia în care adâncimea nivelului freatic este constantă, repartiţia pe luni în cursul perioadei de vegetaţia aportului total se va face conform repartiţiei procentuale din tabelul 19.7.

În cazul când adâncimea nivelului freatic variază în decursul lunilor din perioada de vegetaţie, aportul freatic, se va lua diferit în fiecare lună, în funcţie de adâncimea apei freatice din luna respectivă.

*Bilanţul apei în sol* se calculează pentru fiecare an, pe şirul de ani luat în considerare şi pentru fiecare lună de vegetaţie a culturii respective.

a) rezerva de apă din sol nu poate depăşi valoarea $R_{max(H)}$ în perioada rece şi $R_{max(h)}$ în perioada de vegetaţie (în cazul în care în perioada rece se depăşeşte $R_{max(H)}$, cantitatea de apă în plus se consideră pierdută prin infiltraţie în adâncime şi nu poate fi folosită de cultură);

b) rezerva de apă din sol care trebuie atinsă în perioada de vegetaţie prin aplicarea unei norme de udare nu trebuie să depăşească $R_{max(h)}$;

c) în perioada de vegetaţie rezerva de apă din sol nu trebuie să scadă sub $R_{min(h)}$;

d) în perioada de iarnă rezerva minimă de apă din sol poate să scadă oricât, fără să se aplice udări, în afară de cazurile când se aplică udări de aprovizionare.

**Tabelul nr. 19.5.** Valorile orientative ale indicilor hidrofizici pentru principalele grupe de soluri din teritoriul irigabil din România – după datele I.C.P.A.

| Grupa de sol | Unitatea fizico-geografică | Textura | Adâncimea (m) | Densitate aparentă (t/$m^3$) (DA) | Coeficientul de ofilire (CO) | | Capacitatea de câmp pentru apă (CC) | | Capacitatea utilă (intervalul activ) (I.U.A.) | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | % gr | $m^3$/ha | % gr | $m^3$/ha | % gr | $m^3$/ha |
| *1* | *2* | *3* | *4* | *5* | *6* | *7* | *8* | *9* | *10* | *11* |
| Soluri bălane | D | LN-L | 0,5 | 1,31 | 7,6 | 498 | 24,4 | 1598 | 16,8 | 1100 |
| | | | 1,0 | 1,28 | 7,4 | 947 | 23,9 | 3059 | 16,5 | 2112 |
| | | | 1,5 | 1,29 | 6,9 | 1335 | 23,2 | 4489 | 16,3 | 3154 |
| Cernoziomuri (carbonatice) | RE | LN-L | 0,5 | 1,15 | 9,8 | 564 | 25,9 | 1489 | 16,1 | 925 |
| | | | 1,0 | 1,22 | 9,2 | 1122 | 24,5 | 2989 | 15,3 | 1867 |
| | | | 1,5 | 1,25 | 8,5 | 1594 | 23,9 | 4481 | 15,4 | 2888 |
| | RM | LN-L | 0,5 | 1,32 | 10,7 | 706 | 25,3 | 1670 | 14,6 | 964 |
| | | | 1,0 | 1,36 | 9,6 | 1306 | 24,0 | 3264 | 14,4 | 1958 |
| | | | 1,5 | 1,37 | 8,9 | 1829 | 23,1 | 4747 | 14,2 | 2938 |
| | LD | LN-L | 0,5 | 1,24 | 8,0 | 496 | 25,2 | 1562 | 17,2 | 1066 |
| | | | 1,0 | 1,26 | 7,3 | 920 | 24,4 | 3074 | 17,1 | 2154 |
| | | | 1,5 | 1,29 | 6,7 | 1296 | 23,6 | 4567 | 16,9 | 3271 |
| | D | LN-L | 0,5 | 1,25 | 9,8 | 613 | 25,5 | 1594 | 15,7 | 981 |
| | | | 1,0 | 1,24 | 9,3 | 1153 | 24,5 | 3038 | 15 | 1885 |
| | | | 1,5 | 1,25 | 8,8 | 1650 | 23,3 | 4369 | 14,5 | 2719 |
| Cernoziomuri necarbonatice (inclusiv cernoziomuri freatic umede) | RE | LN-L | 0,5 | 1,28 | 10,1 | 646 | 24,7 | 1581 | 14,6 | 935 |
| | | | 1,0 | 1,30 | 9,6 | 1248 | 24,1 | 3133 | 14,5 | 1885 |
| | | | 1,5 | 1,31 | 9,3 | 1827 | 23,5 | 4618 | 14,2 | 2791 |
| | RE | LA | 0,5 | 1,29 | 11,8 | 761 | 24,1 | 1554 | 12,3 | 793 |
| | | | 1,0 | 1,26 | 11,7 | 1474 | 23,9 | 3011 | 12,2 | 1537 |
| | | | 1,5 | 1,27 | 11,1 | 2115 | 23,2 | 4420 | 12,1 | 2305 |
| | MB | LN-L | 0,5 | 1,21 | 10,0 | 605 | 23,9 | 1446 | 13,9 | 841 |
| | | | 1,0 | 1,24 | 9,1 | 1128 | 23,4 | 2902 | 14,3 | 1773 |
| | | | 1,5 | 1,26 | 9,3 | 1758 | 22,8 | 4309 | 13,5 | 2551 |
| | O | LN-L | 0,5 | 1,37 | 10,9 | 747 | 22,7 | 1555 | 11,8 | 808 |
| | | | 1,0 | 1,38 | 9,4 | 1297 | 21,9 | 3022 | 12,5 | 1725 |
| | | | 1,5 | 1,39 | 7,9 | 1647 | 21,1 | 4399 | 13,2 | 2752 |

| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | O | LA | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,19<br>1,24<br>1,30 | 12,5<br>12,4<br>11,5 | 744<br>1538<br>2243 | 26,1<br>25,1<br>24,7 | 1553<br>3112<br>4817 | 13,6<br>12,7<br>13,2 | 809<br>1574<br>2574 |
| | RO | N | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,46<br>1,49<br>1,48 | 1,4<br>1,4<br>1,5 | 102<br>209<br>333 | 8,9<br>8,8<br>9,0 | 650<br>1311<br>1998 | 7,5<br>7,4<br>7,5 | 548<br>1102<br>1665 |
| | RO | NL | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,46<br>1,47<br>1,47 | 2,4<br>2,7<br>2,6 | 175<br>397<br>573 | 12,5<br>12,3<br>11,6 | 913<br>1808<br>2558 | 10,1<br>9,6<br>9,0 | 738<br>1411<br>1985 |
| Cernoziomuri necarbonatice (inclusiv cernoziomuri freatic umede) | RO | LN-L | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,50<br>1,49<br>1,49 | 7,8<br>7,8<br>7,6 | 585<br>1162<br>1699 | 18,4<br>17,8<br>17,5 | 1380<br>2652<br>3911 | 10,6<br>10,0<br>9,9 | 795<br>1490<br>2212 |
| | RO | LA | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,34<br>1,38<br>1,38 | 11,7<br>11,7<br>11,4 | 784<br>1615<br>2360 | 23,8<br>22,9<br>22,4 | 1595<br>3160<br>4637 | 12,1<br>11,2<br>11,0 | 811<br>1546<br>2277 |
| | RC | LA | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,32<br>1,33<br>1,33 | 13,4<br>13,5<br>12,6 | 884<br>1796<br>2514 | 25,7<br>24,7<br>24,2 | 16%<br>3285<br>4828 | 12,3<br>11,2<br>11,6 | 812<br>1489<br>2314 |
| Cernoziomuri cambice (inclusiv cernoziomuri cambice freatic umede) și soluri cernoziomoide | RE | LN | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,37<br>1,38<br>1,39 | 9,3<br>9,2<br>8,8 | 637<br>1270<br>1835 | 22,6<br>22,2<br>21,9 | 1548<br>3064<br>4566 | 13,3<br>13,0<br>13,1 | 911<br>1794<br>2731 |
| | RE | LA | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,36<br>1,42<br>1,44 | 12,1<br>12,4<br>11,7 | 823<br>1761<br>2527 | 25,9<br>24,6<br>23,9 | 1761<br>3493<br>5162 | 13,8<br>12,2<br>12,2 | 938<br>1732<br>2635 |
| | RM | LN-L | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,33<br>1,34<br>1,36 | 8,8<br>8,7<br>8,3 | 585<br>1166<br>1693 | 22,1<br>21,7<br>21,2 | 1570<br>2908<br>4325 | 13,3<br>13,0<br>12,9 | 885<br>1742<br>2632 |
| | MS | LA | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,24<br>1,32<br>1,37 | 10,9<br>12,3<br>12,7 | 676<br>1624<br>2610 | 26,7<br>25,9<br>25,6 | 1655<br>3419<br>5261 | 15,8<br>13,6<br>12,9 | 979<br>1795<br>2651 |
| | MB | LN-L | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,30<br>1,33<br>1,35 | 9,9<br>10,0<br>9,4 | 644<br>1330<br>1904 | 22,6<br>22,0<br>21,4 | 1469<br>2926<br>4334 | 12,7<br>12,0<br>12,0 | 825<br>1596<br>2430 |
| | MB | LA | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,34<br>1,41<br>1,44 | 13,0<br>12,5<br>12,3 | 871<br>1763<br>2657 | 24,9<br>23,7<br>23,1 | 1668<br>3342<br>4990 | 11,0<br>11,2<br>10,8 | 797<br>1579<br>2333 |
| | O | ML | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,24<br>1,31<br>1,34 | 12,9<br>12,7<br>12,2 | 800<br>1664<br>2452 | 26,8<br>25,6<br>25,0 | 1662<br>3354<br>5025 | 13,9<br>12,9<br>12,8 | 862<br>1690<br>2573 |
| | O | LN-L | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,42<br>1,44<br>1,46 | 10,2<br>9,7<br>9,1 | 724<br>1397<br>1993 | 23,4<br>22,7<br>22,3 | 1661<br>3269<br>4884 | 13,2<br>13,0<br>13,2 | 937<br>1872<br>2891 |
| | O | LA | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,41<br>1,46<br>1,47 | 12,3<br>12,7<br>12,4 | 867<br>1854<br>2734 | 24,3<br>23,8<br>23,7 | 1713<br>3475<br>5226 | 12,0<br>11,1<br>11,3 | 846<br>1621<br>2492 |
| | A | A | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,20<br>1,30<br>1,35 | 21,5<br>21,6<br>20,6 | 1290<br>2808<br>4172 | 32,2<br>30,4<br>28,1 | 1932<br>3952<br>5690 | 10,7<br>8,8<br>7,5 | 642<br>1144<br>1518 |

| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Cernoziomuri argiloiluviale | RO | LA | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,45<br>1,45<br>1,45 | 12,2<br>12,9<br>12,6 | 885<br>1871<br>2741 | 23,3<br>22,3<br>21,4 | 1689<br>3234<br>4655 | 11,1<br>9,4<br>8,8 | 804<br>1363<br>1914 |
| | RC | LA | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,38<br>1,42<br>1,45 | 13,2<br>14,7<br>14,7 | 911<br>2087<br>3197 | 24,6<br>23,9<br>23,2 | 1697<br>3394<br>5046 | 11,4<br>9,2<br>8,5 | 786<br>1307<br>1849 |
| | RC | A | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,36<br>1,40<br>1,42 | 13,3<br>14,3<br>14,3 | 904<br>2002<br>3046 | 28,9<br>26,6<br>25,3 | 1935<br>3724<br>5389 | 15,6<br>12,3<br>11,0 | 1061<br>1722<br>2343 |
| Cernoziomuri argiloiluviale | RE | LA | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,33<br>1,39<br>1,42 | 12,5<br>12,8<br>12,2 | 831<br>1779<br>2599 | 24,0<br>22,5<br>21,9 | 1596<br>3128<br>4665 | 11,5<br>9,7<br>9,7 | 765<br>1348<br>2066 |
| | MB | LN-L | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,36<br>1,46<br>1,48 | 7,8<br>8,5<br>8,5 | 53(1<br>1241<br>1887 | 22,5<br>21,3<br>20,7 | 1530<br>3110<br>4595 | 14,7<br>12,8<br>12,2 | 1000<br>1869<br>2708 |
| | O | LN-L | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,29<br>1,32<br>1,31 | 8,8<br>8,8<br>8,7 | 568<br>1162<br>1710 | 23,5<br>22,7<br>22,5 | 1516<br>2996<br>4421 | 14,7<br>13,9<br>13,8 | 948<br>1834<br>2711 |
| | A | A | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,32<br>1,40<br>1,44 | 16,4<br>19,0<br>19,4 | 1082<br>2660<br>4190 | 30,5<br>28,8<br>27,3 | 2013<br>4032<br>5897 | 14,<br>9,8<br>7,9 | 931<br>1372<br>1707 |
| Soluri brun roşcate | RO | N | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,43<br>1,44<br>1,44 | 1,0<br>1,0<br>1,1 | 72<br>144<br>238 | 6,5<br>6,7<br>7,6 | 465<br>965<br>1642 | 5,5<br>5,7<br>6,5 | 393<br>821<br>1404 |
| | RO | NL | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,48<br>1,51<br>1,52 | 1,3<br>1,7<br>1,8 | 96<br>257<br>410 | 10,3<br>10,7<br>10,8 | 762<br>1616<br>2462 | 9,0<br>9,0<br>9,0 | 666<br>1359<br>2052 |
| | RO | LA | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,41<br>1,44<br>1,47 | 11,9<br>13,3<br>13,7 | 839<br>1915<br>3021 | 25,8<br>24<br>23,9 | 1819<br>3485<br>5270 | 13,9<br>10,9<br>10,2 | 980<br>1570<br>2249 |
| | RC | LA | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,37<br>1,42<br>1,43 | 13,7<br>15,3<br>15,2 | 938<br>2173<br>3260 | 25,3<br>24,1<br>23,1 | 1733<br>3422<br>4955 | 11,6<br>8,8<br>7,9 | 795<br>1249<br>1695 |
| Soluri brun roşcate | RE | LA | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,44<br>1,49<br>1,50 | 12,4<br>13,6<br>14,1 | 893<br>2026<br>3173 | 23,5<br>22,7<br>22,3 | 1692<br>3382<br>5018 | 11,1<br>9,1<br>8,2 | 799<br>1356<br>1845 |
| Soluri cenuşii | MB | LN-L | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,42<br>1,47<br>1,46 | 8,3<br>8,8<br>8,4 | 589<br>1294<br>1840 | 21,5<br>20,9<br>20,3 | 1527<br>3072<br>4446 | 13,2<br>12,1<br>11,9 | 938<br>1779<br>2606 |
| | PG | LA | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,36<br>1,40<br>1,42 | 8,1<br>12,7<br>13,9 | 551<br>1778<br>2961 | 26,3<br>27,3<br>27,1 | 1788<br>3822<br>5772 | 18,2<br>14,6<br>13,2 | 1237<br>2044<br>2811 |
| | MS | LN-L | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,34<br>1,44<br>1,46 | 6,7<br>9,5<br>9,8 | 449<br>1368<br>2146 | 23,3<br>22,6<br>21,9 | 1561<br>3254<br>4796 | 16,6<br>13,1<br>12,1 | 1112<br>1886<br>2650 |
| | PV | LA | 0,5<br>1,0<br>1,5 | 1,39<br>1,43<br>1,47 | 9,1<br>13,4<br>14,4 | 632<br>1916<br>3175 | 25,1<br>25,8<br>24,8 | 1744<br>3689<br>5468 | 16,0<br>12,4<br>10,4 | 1112<br>1773<br>2293 |

| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Soluri brune, luvice, luvisoluri albice plansoluri şi soluri pseudogleice | O | LN-L | 0,5 | 1,35 | 6,6 | 446 | 22,8 | 1539 | 16,2 | 1094 |
| | | | 1,0 | 1,44 | 8,6 | 1238 | 22,2 | 3197 | 13,6 | 1959 |
| | | | 1,5 | 1,47 | 8,9 | 1962 | 21,5 | 4741 | 12,6 | 2779 |
| | BV | LN-L | 0,5 | 1,32 | 6,8 | 449 | 26,2 | 1729 | 19,4 | 1280 |
| | | | 1,0 | 1,42 | 8,4 | 1193 | 23,2 | 3294 | 14,8 | 2101 |
| | | | 1,5 | 1,46 | 10,0 | 2190 | 22,5 | 4928 | 12,5 | 2738 |
| | TT | LA | 0,5 | 1,39 | 10,2 | 709 | 27,1 | 1883 | 16,9 | 1174 |
| | | | 1,0 | 1,44 | 12,8 | 1843 | 26,7 | 3845 | 13,9 | 2002 |
| | | | 1,5 | 1,46 | 11,4 | 2935 | 26,0 | 5694 | 12,6 | 2759 |
| Soluri brune, luvice, luvisoluri albice plansoluri şi soluri pseudogleice | IS | LN-L | 0,5 | 1,31 | 6,0 | 393 | 27,2 | 1782 | 21,2 | 1389 |
| | | | 1,0 | 1,42 | 7,2 | 1022 | 24,7 | 3507 | 17,5 | 2485 |
| | | | 1,5 | 1,41 | 7,8 | 1650 | 22,8 | 4822 | 15,0 | 3172 |
| | IS | LA | 0,5 | 1,31 | 8,4 | 550 | 27,8 | 1821 | 19,4 | 1271 |
| | | | 1,0 | 1,38 | 11,7 | 1587 | 27,0 | 3726 | 15,5 | 2139 |
| | | | 1,5 | 1,41 | 12,8 | 2707 | 25,9 | 5478 | 13,1 | 2771 |
| Lăcovişte şi soluri gleice | O | LA | 0,5 | 1,35 | 14,8 | 999 | 26,5 | 1789 | 11,7 | 790 |
| | | | 1,0 | 1,42 | 14,8 | 2102 | 25,1 | 3550 | 10,2 | 1448 |
| | | | 1,5 | 1,45 | 15,0 | 3263 | 23,7 | 5155 | 8,7 | 1892 |
| | O | A | 0,5 | 1,35 | 18,6 | 1256 | 30,8 | 2079 | 12,2 | 823 |
| | | | 1,0 | 1,39 | 19,0 | 2641 | 29,8 | 4142 | 10,8 | 1501 |
| | | | 1,5 | 1,42 | 17,8 | 3791 | 28,7 | 6113 | 10,9 | 2322 |
| Soloneţuri | O | LA | 0,5 | 1,49 | 12,6 | 939 | 23,1 | 1721 | 10,5 | 782 |
| | | | 1,0 | 1,51 | 13,7 | 2069 | 22,6 | 3413 | 8,9 | 1344 |
| | | | 1,5 | 1,51 | 14,0 | 3171 | 23,0 | 5210 | 9,0 | 2039 |
| Psamsoluri şi alte soluri nisipoase | RO | N | 0,5 | 1,41 | 1,2 | 85 | 7,3 | 515 | 6,1 | 43(1 |
| | | | 1,0 | 1,42 | 1,2 | 170 | 7,3 | 1037 | 6,1 | 867 |
| | | | 1,5 | 1,41 | 1,2 | 254 | 7,4 | 1565 | 6,2 | 1311 |
| | RO | NL | 0,5 | 1,42 | 1,6 | 114 | 9,1 | 646 | 7,5 | 532 |
| | | | 1,0 | 1,43 | 1,5 | 215 | 9,2 | 1316 | 7,7 | 1101 |
| | | | 1,5 | 1,44 | 1,6 | 346 | 9,3 | 2009 | 7,7 | 1663 |
| | RM | NL | 0,5 | 1,35 | 1,8 | 122 | 9,2 | 621 | 7,4 | 499 |
| | | | 1,0 | 1,37 | 1,8 | 247 | 9,5 | 1302 | 7,7 | 1055 |
| | | | 1,5 | 1,41 | 2,3 | 486 | 9,8 | 2073 | 7,5 | 1587 |
| | O | N | 0,5 | 1,42 | 0,8 | 57 | 8,9 | 632 | 8,1 | 575 |
| | | | 1,0 | 1,43 | 0,8 | 114 | 9,5 | 1359 | 8,7 | 1244 |
| | | | 1,5 | 1,45 | 1,0 | 218 | 10,7 | 2327 | 9,7 | 2109 |
| | O | NL | 0,5 | 1,42 | 1,6 | 114 | 10,5 | 746 | 8,9 | 632 |
| | | | 1,0 | 1,43 | 1,6 | 229 | 12,2 | 1745 | 10,6 | 1526 |
| | | | 1,5 | 1,45 | 2,1 | 457 | 13,0 | 2828 | 10,9 | 2371 |
| Aluviuni şi | RE | L-NL | 0,5 | 1,28 | 9,0 | 576 | 23,9 | 1530 | 14,9 | 954 |
| | | | 1,0 | 1,30 | 8,7 | 1131 | 23,5 | 3055 | 14,8 | 1924 |
| | | | 1,5 | 1,30 | ,8 | 1716 | 23,6 | 4602 | 14,8 | 2886 |
| | RE | LA | 0,5 | 1,36 | 11,4 | 775 | 27,3 | 1856 | 15,9 | 1081 |
| | | | 1,0 | 1,38 | 12,4 | 1711 | 26,4 | 3643 | 14,0 | 1932 |
| | | | 1,5 | 1,38 | 12,3 | 2546 | 26,2 | 5423 | 13,9 | 2877 |
| | RE | A | 0,5 | 1,37 | 16,9 | 1158 | 30,5 | 2089 | 13,6 | 932 |
| | | | 1,0 | 1,39 | 18,0 | 2502 | 30,5 | 4240 | 12,5 | 1738 |
| | | | 1,5 | 1,39 | 17,6 | 3670 | 30,5 | 6359 | 12,9 | 2689 |

| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Soluri aluviale | LD | LN-L | 0,5 | 1,34 | 7,6 | 509 | 25,4 | 1702 | 17,8 | 1193 |
| | | | 1,0 | 1,34 | 7,3 | 978 | 24,6 | 32,3 | 17,3 | 2318 |
| | | | 1,5 | 1,35 | 7,7 | 1559 | 24,7 | 5002 | 17,0 | 3443 |
| | LD | LA | 0,5 | 1,30 | 16,5 | 1075 | 32,3 | 2100 | 15,8 | 1027 |
| | | | 1,0 | 1,40 | 14,7 | 2058 | 29,4 | 4116 | 14,7 | 2060 |
| | | | 1,5 | 1,40 | 12,2 | 2562 | 28,2 | 5922 | 16,0 | 3360 |
| | LD | A | 0,5 | 1,28 | 17,8 | 1139 | 34,9 | 2234 | 17,1 | 1095 |
| | | | 1,0 | 1,29 | 17,4 | 2245 | 34,0 | 4386 | 16,6 | 2141 |
| | | | 1,5 | 1,29 | 16,7 | 3231 | 33,7 | 6521 | 17,0 | 3290 |
| | MB | LN-L | 0,5 | 1,28 | 6,5 | 416 | 23,7 | 1517 | 17,2 | 1101 |
| | | | 1,0 | 1,31 | 7,5 | 983 | 24,1 | 3157 | 16,6 | 2174 |
| | | | 1,5 | 1,33 | 8,5 | 1696 | 24,2 | 4828 | 15,7 | 3132 |

NOTĂ:

I. Semnificaţia simbolurilor folosite pentru unităţile fizico-geografice (col. 2):
D – Dobrogea
RE – Câmpia Română estică
RM – Câmpia Covurluiului
J – Câmpia Jijiei
A – Câmpia Transilvaniei
PG – Piemontul Getic
PV – piemonturile vestice
MB – podişul Bârladului
RO – Câmpia Română Occidentală (Oltenia)
RC – Câmpia Română centrală
O – Câmpia vestică
MS – Podişul Sucevei
TT – Podişul Târnavelor
BV – Depresiunile intramontane vestice
IS – Dealurile interne sudice (Făgăraş, Sibiu, Orăştie)
LD – Lunca Dunării

II. Semnificaţiile simbolurilor folosite pentru caracterizarea texturii solului (col. 3):
N – soluri nisipoase, uşoare, cu conţinut de argilă (particule sub 0,002 mm) sub 5%;
NL – soluri nisipo-lutoase, uşoare, cu conţinut de argilă (particule sub 0,002 mm) de 5,1-12%;
LN–L – soluri luto-nisipoase şi lutoase, mijlocii, cu conţinut de argilă de 12,1-32%;"
LA – soluri luto-argiloase, grele, cu conţinut de argilă de 32,1-45%;
A – soluri argiloase, grele, cu conţinut de argilă de peste 45%.

**Tabelul 19.6.** Valoarea plafonului minim pe culturi şi texturi ale solului

| Cultura | Textura solului | Plafon minim |
|---|---|---|
| Porumb, sfeclă, floarea soarelui, cartofi, grâu, fasole, soia | Soluri mijlocii | $CO + \frac{CC - CO}{2}$ sau $CO + 0{,}50$ I.U.A. |
| | Soluri grele | $CO + \frac{2(CC - CO)}{3}$ sau $CO + 0{,}67$ I.U.A. |
| Lucernă | Soluri mijlocii | $CO + \frac{CC - CO}{3}$ sau $CO + 0{,}33$ I.U.A. |
| | Soluri grele | $CO + \frac{CC - CO}{2}$ sau $CO + 0{,}50$ I.U.A. |
| Toate culturile | Soluri uşoare | $CO + \frac{2(CC - CO)}{3}$ sau $CO + 0{,}67$ I.U.A. |
| Legume | Soluri mijlocii | $CO + \frac{CC - CO}{2}$ sau $0{,}50$ I.U.A. |
| | Soluri grele | $CO + \frac{2(CC - CO)}{3}$ sau $CO + 0{,}67$ I.U.A. |
| Viţă de vie şi pomi | Soluri mijlocii şi grele | $CO + \frac{CC - CO}{2}$ sau $CO + 0{,}50$ I.U.A. |

**Tabelul 19.7.** Aport în intervalul 15 aprilie – 15 septembrie pentru culturi cu înrădăcinare profundă ($m^3$/ha)

| Nr. crt. | Grupa texturală de sol | adâncimea apei freatice (m) şi caracterul anului | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1-1,5 | | 1,5-2 | | 2-2,5 | | 2,5-3 | | 3-3,5 | | 3,5-4 | | 4-4,5 | |
| | | arid | umed | arid | umed | arid | umed | arid | umed | arid | umed | arid | umed | arid | umed |
| 1 | nisipos | 2500 | 1500 | 500 | _ | _ | _ | – | _ | _ | _ | _ | – | – | _ |
| 2 | nisipo-lutos | 5200 | 3350 | 3000 | 1100 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – |
| 3 | luto-nisipos | 4350 | 2800 | 3300 | 2000 | 2150 | 1000 | 1000 | 600 | 600 | – | – | – | – | – |
| 4 | lutos | 3300 | 2400 | 3000 | 2250 | 2750 | 2000 | 2500 | 1800 | 2100 | 1500 | 1600 | 1050 | 1000 | – |
| 5 | luto-argilos | 2700 | 2000 | 2500 | 1800 | 2100 | 1500 | 1850 | 1100 | 1000 | 700 | – | – | – | – |
| 6 | argilos | 2000 | 1000 | 1200 | 600 | 600 | – | – | – | – | – | – | – | – | – |

NOTĂ:
I. Culturile după adâncimea de înrădăcinare
a) culturi cu înrădăcinare profundă: lucernă, porumb, sfeclă, soia, floarea soarelui, cartofi, pomi, vie
b) culturi cu înrădăcinare superficială: grâu, fasole, legume, porumb siloz. c.d. în luna iulie
La b se reduce aportul freatic cu 30-70% în funcţie de adâncimea de dezvoltare a rădăcinilor
II. Condiţiile de ariditate sau umiditate:
– arid: precipitaţiile în perioada 15.IV – 15.IX însumează 200-300 mm
– umed: precipitaţiile în perioada 15.VI – 15.IX însumează 300-400 mm
III. În cazul solurilor cu alternanţe de diferite texturi, se ia în calcul stratul cu textura care determină alimentarea cea mai redusă.

**Tabelul 19.7.** (continuare) Repartizarea aportului freatic pe grupe de culturi

| Grupa de culturi | Culturile în grupă | Per. veget. (zile) | % din total aport | % din total aport pe intervale | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 15-30.IV | V | VI | VII | VIII | 1-15.IX |
| I | Porumb tardiv, sfeclă, lucernă, soia tardivă, unele legume, pomi, viţă de vie | 150 | 100 | 5 | 13 | 22 | 28 | 23 | 9 |
| II | Porumb timpuriu, floarea-soarelui, cartofi, fasole, soia timpurie, unele legume | 120 | 84 | 6 | 17 | 24 | 26 | 11 | – |
| III | Cartofi timpurii, unele legume | 90 | 57 | 8 | 18 | 21 | 10 | – | – |
| III a | Grâu, orz | 90 | 57 | 10 | 22 | 25 | – | – | – |
| IV | Porumb şi soia pentru siloz cultura a II-a şi toate culturile succesive | 60 | 42 | – | – | – | 11 | 21 | 10 |

# 19.2. REGIMUL DE IRIGAŢIE

Baza ştiinţifică a irigaţiilor o constituie echivalenţa tuturor factorilor vitali care asigură producţia agricolă.

Nesocotirea acestei legi fundamentale duce inevitabil la scăderea producţiei agricole, precum şi la degradarea unui sol care înainte de amenajarea de irigaţii era fertil.

Se înţelege prin *regim de irigaţie* al unei culturi modul cum i se administrează în timp apa de irigat, pentru a obţine recolte asigurate şi mari.

Cunoaşterea regimului de irigaţie (al unei culturi în condiţiile de sol date) are importanţă pentru a permite proiectantului o justă dimensionare a instalaţiilor, iar beneficiarului o bună organizare pentru exploatarea lor.

Elementele regimului de irigaţie sunt:
– Bilanţul apei în sol
– Norma de irigaţie lunară
– Norma de udare, de aprovizionare şi de spălare
– Momentul udării, intervalul între udări
– Schema udărilor
– Graficul necoordonat şi coordonat al udărilor
– Modulul de udare (debitul specific de udare).

## 19.2.1. BILANŢUL APEI ÎN SOL

Se scrie diferit pentru situaţiile:

A) *Bilanţul apei în circuit închis,* când solul arabil este separat de pânza de apă freatică printr-un orizont mort, alimentarea lui cu apă făcându-se natural numai prin precipitaţii şi în mod artificial prin irigaţii, pentru perioada de vegetaţie rezultă, necesarul de apă de irigaţie:

$$\Sigma M_l = \Sigma ETRO - C \cdot P_i - P_v - a \qquad (19.9)$$

B) *Bilanţul apei în circuitul deschis, cu alimentare freatică:*

$$\Sigma M_l = \Sigma ETRO + R_f - R_i - P_v - A_f \qquad (19.10)$$

C) *Bilanţul apei în circuit deschis de spălare:*

$$D + CC = S + c \cdot P_i + R_f \qquad (19.11)$$

cu notaţiile:

$c$ = coeficient de înmagazinare a precipitaţiilor de iarnă: 0,6-0,8

$a$ = norma de udare pentru aprovizionare

$$a = 100 \cdot DA \cdot H\left(CC - CO\right) - c \cdot P_i \qquad (19.12)$$

sau, în general

$$a = R_i - R_f - c \cdot P_i = CC - R_f - c \cdot P_i \qquad (19.13)$$

Într-o zonă naturală nu sunt necesare udări de aprovizionare dacă

$$c \cdot P_i \geq CC - R_f \ (\text{m}^3/\text{ha}) \qquad (19.14)$$

$D$ = norma de evacuare (drenare) a apelor ce se infiltrează în adâncime în vederea spălării solului ($m^3$/ha).

$S$ = cantitatea de apă necesară spălării solului ($m^3$/ha).

## 19.2.2. NORMA DE IRIGAŢIE

Este cantitatea de apă lunară ce se dă unei culturi $M_l$ ($m^3$/ha).

Deosebim norma netă de irigaţie $M_l$, care este cantitatea de apă ce o consumă efectiv planta, şi norma brută de irigaţie $M_{lb}$ care se captează din sursa de apă:

$$M_{lb} = \frac{M_l}{\eta} \qquad (19.15)$$

unde $\eta$ este randamentul sistemului de irigaţie, compus din

$$\eta = \eta_r \cdot \eta_c \qquad (19.16)$$

$\eta_r$ = randamentul reţelei de canale, conducte de irigaţie

$\eta_c$ = randamentul udării în câmp

Norma netă de irigaţie lunară $M_l$ se calculează cu formula 19.1, obţinându-se un şir de valori pentru 25 ani şi fiecare lună din perioada de vegetaţie. Construindu-se o curbă de asigurare, se ia pentru proiectare asigurarea de 80% (pentru anii secetoşi). În exploatare trebuie cunoscută şi valoarea normei de irigaţie cu asigurarea de 50% pentru anii medii, conform prognozei meteorologice.

## 19.2.3. NORMA DE UDARE

Este cantitatea de apă $m$ ($m^3$/ha), ce se dă solului cultivat la o singură udare pentru a ridica umiditatea solului de la cea actuală (plafonul minim), la capacitatea de câmp.

$$m = 100 \cdot DA \cdot H\left(CC - P_{\min}\right) \ (\text{m}^3/\text{ha}) \qquad (19.17)$$

în care:

$DA$ (t/$m^3$); $H$ (m);

$CC$ şi $P_{\min}$ în (%).

*Exemplu:*

Cunoscând>

$CC$ = 25%, $CO$ =15%,

$$P_{\min} = CO + \frac{CC - CO}{2} = 20\%$$

$DA$ =1,2 (t/$m^3$); $H$ = 1,5 (m);

$m$ = 900 ($m^3$/ha) = 90 (mm).

Norma de aprovizionare $a$ este o normă de udare dată pe o adâncime de sol mică, necesară unei răsăriri uniforme a plantelor şi a completa deficitul de apă până la capacitatea de câmp.

## 19.2.4. NORMA DE SPĂLARE

Este cantitatea de apă $S$ ($m^3$/ha), care împreună cu rezerva finală de apă şi cu precipitaţiile utile de iarnă, trebuie să asigure colectarea în reţeaua de evacuare a unui anumit volum de apă prin sol – care să asigure spălarea profilului – în raport cu gradul de spălare al sărurilor care se urmăreşte.

Volumul de apă drenat prin sol şi colectat de reţeaua de evacuare constituie norma de evacuare $D$ ($m^3$/ha) care, din 19.11 şi 19.13, rezultă:

$$S = CC - R_f - C \cdot P_i + D = a + D \qquad (19.18)$$

Se defineşte rata de spălare $LR$ (leaching requirement, după Thorne şi Peterson, 1954), procentul de apă ce trebuie să treacă prin sol pentru a-l spăla de săruri:

$$LR = \frac{D}{S} \cdot 100 = \frac{EC_{ai}}{EC_{ad}} \cdot 100 \qquad (19.19)$$

în care:

$EC_{ai}$ = electroconductanţa apei de irigaţie în micromho/cm;

$EC_{ai}$ = electroconductanţa apei drenate în micromho/cm.

Din relaţiile 19.18 şi 19.19 rezultă:

$$LR(a + D) = D \cdot 100 \qquad (19.20)$$

$$D = a \cdot \frac{LR}{100 - LR}$$

Formula de calcul a normei de spălare devine:

$$S = a \cdot \left(1 + \frac{LR}{100 - LR}\right) \qquad (19.21)$$

sau

$$S = [CC - R_f - c \cdot P_i]\left(1 + \frac{LR}{100 - LR}\right) \qquad (19.22)$$

în care $LR$ = 50% şi ceilalţi termeni în ($m^3$/ha).

Dacă se porneşte în calcul de la valori ale lui

*CC* şi $R_f$ în (%), pentru a obţine norma de spălare în ($m^3$/ha), formula devine:

$$S = [100 \cdot H \cdot DA \cdot (CC - R_f) - c \cdot P_i] \cdot \cdot \left(1 + \frac{LR}{100 - LR}\right) \quad (19.23)$$

*Exemplu*: dacă *LR* = 50%, adică electroconductanţa apei de irigaţie este jumătate din electroconductanţa maximă admisibilă în apa evacuată, norma de spălare este dublul normei de aprovizionare:

$$S = a\left(1 + \frac{LR}{100 - LR}\right) = 2a$$

La aplicarea udărilor de spălare, un rol important îl are poziţia nivelului freatic, de care trebuie ţinut seama în calcule.

Astfel, când nivelul freatic al terenului ce trebuie spălat coincide cu adâncimea normală de drenaj a sistemului ameliorativ, prin intermediul căruia se face evacuarea normei *D*, atunci valoarea *H* din formula 19.23 se ia egală cu distanţa de la suprafaţa solului până la limita superioară a franjului capilar, care este de fapt limita umezirii capilare la capacitatea de câmp. Se mai poate ivi însă şi următoarea situaţie: pe un teren irigat în curs de spălare, prevăzut cu o reţea de drenaj, este posibil ca toamna nivelul freatic să fie mai jos de adâncimea reţelei de drenaj. În acest caz, se poate ca şi limita superioară a franjului să fie coborâtă spre cota adâncimii normale de drenaj, mai ales pe solurile nisipoase, cu ascensiune capilară redusă. În asemenea situaţie, formula normei de spălare se modifică în aşa fel încât pe stratul de sol cuprins între nivelul freatic şi adâncimea de drenaj ($H_s$) să se satisfacă capacitatea de saturaţie a solului *CS*, iar deasupra să se realizeze umezirea în exces faţă de câmp, cu echivalentul normei de evacuare; formula devine:

$$S = 100 \cdot H_S \cdot DA(CS - R_f) + + [100 \cdot H \cdot DA(CC - R_f) - c \cdot P_i]\left(1 + \frac{LR}{100 - LR}\right) \quad (19.24)$$

Valorile *DA* şi $R_f$ se consideră diferit pe straturi, după caz.

## 19.2.5. INTERACŢIUNEA IRIGAŢII – DRENAJE

Trebuie avută în vedere în calculul normei de irigaţie anuală $M_{ai}$; astfel, bilanţul apei pe unitatea de suprafaţă agricolă irigată şi drenată pentru perioada 1.IV la 31.III anul viitor, pe adâncimea stratului activ (exprimat în $m^3$/ha sau mm), este:

$$M_{ai} + P_{ae} + C_a = EPA + DA \quad (19.25)$$

în care:

$M_{ai}$ = norma anuală de irigaţie (inclusiv norma de aprovizionare şi de spălare necesară)

$P_{ae}$ = precipitaţii anuale efective

$C_a$ = ridicarea capilară anuală în stratul activ

*EPA* = evapotranspiraţia anuală

*DA* = drenajul anual din stratul activ (inclusiv infiltraţiile de adâncime)

Bilanţul salin corespunzător va fi:

$$M_{ai} \cdot EC_{AI} + P_{ae} \cdot EC_{AP} = D_a \cdot EC_{AD} \quad (19.26)$$

unde:

$EC_{AI}$ – electroconductanţa medie anuală a apei de irigaţie (în mmho/cm sau ppm)

$EC_{AP}$ – conţinutul mediu de ioni al precipitaţiei naturale (în mmho/cm sau ppm)

$EC_{AD}$ – conţinutul mediu anual de sare din apă drenată (în mmho/cm sau ppm)

Observaţie:

$EC_{AD}$ este mai mică decât a soluţiei de sol la capacitatea de câmp $EC_S$ cu un coeficient $0 < f < 1$, numit coeficient de spălare:

$$EC_{AD} = f \cdot EC_S \quad (19.27)$$

Valoarea medie a salinităţii soluţiei de sol la capacitatea de câmp $EC_S$ poate fi exprimată în funcţie de salinitatea iniţială de sol $EC_{S1}$ şi variaţia ei în timpul unui an sub forma:

$$EC_S = EC_{S1} + \frac{1}{2}\Delta EC_S \quad (19.28)$$

Notând cu $\Delta Z_A$ schimbul total al conţinutului de sare din stratul activ într-un an la capacitatea de câmp şi cu $V_p$ conţinutul total al probei de sol pe unitatea de suprafaţă, avem:

$$V_p = \frac{DA \cdot CC}{100} \cdot H \quad (19.29)$$

*H* = grosimea stratului activ (m)

*DA* = densitatea aparentă (t/$m^3$)

$$\Delta Z_A = \Delta EC_S \cdot V_p \quad (19.30)$$

Bilanţul salin devine:

$$EAP - P_{ae} = \frac{f \cdot M_{ai}\left[EC_{SI} + \frac{1}{2}\Delta EC_S - EC_{AI}\right]}{EC_{AI} + f\left(EC_{SI} + \frac{1}{2}\Delta EC_S - EC_{AI}\right)} - \frac{-P_{ae} \cdot EC_{AP} + \Delta EC_S V_p}{EC_{AI} + f\left(EC_{SI} + \frac{1}{2}\Delta EC_S - EC_{AI}\right)} \quad (19.31)$$

Ecuaţia 19.31 este un model matematic de calcul al interacţiunii irigaţiei şi drenajului ca o expresie de schimbare a salinităţii solului.

Un interes deosebit îl prezintă proiectarea sistemelor de irigaţii *cu norme de irigaţie care să menţină*

*salinitatea solului la nivelul iniţial* al construirii sistemului de irigaţie şi drenaj. Pentru aceasta, în ecuaţia 19.31 al modelului considerăm $EC_S = 0$ şi obţinem:

$$M_{ai} = (EPA - P_{ae})\left[1 + \frac{EC_{AI}}{f(EC_S - EC_{AI})}\right] + \frac{P_{ae} \cdot EC_{AP}}{(EC_S - EC_{AI})} \quad (19.32)$$

Se defineşte şi în acest caz rata de spălare *LR* astfel:

$$1 + LR = \frac{M_{ai}}{M_i} \quad (19.33)$$

în care $M_i$ este norma de irigaţie anuală acceptată pentru acoperirea consumului de apă preconizată de cultură.

*Exemplu:*

Cunoscând ca valoare medie pe 25 de ani *EPA* = = 684,6 mm şi $P_{ae}$ = 639,4 mm, având un drenaj eficient la care presupunem $f$ = 0,3, cultură de lucernă $M_i$ = 4.500 m$^3$/ha şi electroconductanţele $EC_{AP}$ = 20 ppm; $EC_{AI}$ = 80 ppm; $EC_S$ = 180 ppm, rezultă:

$$M_{ai} = (684,6 - 639,4)\left[1 + \frac{80}{0,3(180 - 80)}\right] + \frac{639,4 \cdot 20}{0,3(180 - 80)} = 591\text{mm} = 5910\,\text{m}^3/\text{ha}$$

Rezultă necesară o sporire a normei de irigaţie anuală cu 32%, conform relaţiei:

$$1 + LR = \frac{5910}{4500} = 1,32$$

## 19.2.6. MOMENTUL UDĂRII; INTERVALUL ÎNTRE UDĂRI; SCHEMA UDĂRILOR

În momentul în care umiditatea solului pe adâncimea *H* atinge valoarea plafonului minim de umiditate ($P_{\min}$) se va aplica o nouă udare. Ţinând seama de capacitatea instalaţiilor de irigare, udarea începe cu câteva zile mai devreme, în aşa fel ca, ajungându-se la ultima zi a unei culturi, să nu scadă provizia momentană sub valoarea acestui plafon minim.

De asemenea, momentul udării trebuie să fie în strânsă corelaţie cu nevoile plantei şi anume în menţinerea umidităţii la valori mult superioare plafonului minim, aşa-numite perioade critice ale culturii; de exemplu, la porumb aceste faze sunt: când sunt 6-8 frunze, la înspicat – coacere în lapte, la lucernă la lăstărit şi după fiecare coasă etc.

*Intervalul între udări* se stabileşte în funcţie de ritmul în care se consumă apa din sol, de către diferite culturi agricole, ţinând seama de faptul că umiditatea solului pe adâncimea considerată nu trebuie să scadă sub plafonul minim. Consumul de apă al culturilor este redat sub formă de consum mediu zilnic $E_{pz}$, pe culturi, zone naturale şi luni din perioada de vegetaţie în (m$^3$/ha/zi) în tabelul 19.1.

Aplicând o udare cu norma de udare $m$ (m$^3$/ha), ţinând seama în exploatare de precipitaţii ce au căzut $P_0$ (mm) după udarea aplicată şi ţinând seama de consumul zilnic al plantelor $E_{pz}$, putem programa următoarea udare după un număr de zile calculat cu relaţia:

$$T_r = \frac{m + 10 \cdot P_0}{E_{pz}} \quad (19.34)$$

Pentru proiectare se va considera $P_0$ = 0, adică fără precipitaţii, şi timpul de revenire cu udări va fi:

$$T_r = \frac{m}{E_{pz}} \quad (19.35)$$

Acest interval între udări $T_r$ (zile) diferă de la lună la lună şi pe culturi, obţinându-se una până la trei udări pe lună.

*Schema udărilor* se poate reprezenta grafic luând în abscisă timpul în luni şi zile, iar în coordonată se trasează maxim şi minim al apei în sol; între aceste două linii se trasează momentul udării cu o ordonată de mărime $m$ şi la intervalul $T_r$.

Rezultă o schemă a udărilor din care se poate desprinde numărul de udări pe lună. Schema udărilor este dată şi sub forma a şase cifre, pentru lunile aprilie, mai, iunie, iulie, august, septembrie, ca de exemplu: 001221, în care în luna aprilie şi mai nu se fac udări, pentru lunile iunie şi septembrie o udare şi pentru lunile iulie şi august două udări. Dacă se cunoaşte şi norma de irigaţie anuală $M_i$ = 4200 m$^3$/ha, pentru cele şase udări revine o normă de udare egală cu 4200 : 6 = = 700 m$^3$/ha.

## 19.2.7. GRAFICUL NECOORDONAT ŞI COORDONAT AL UDĂRILOR. MODULUL DE UDARE

Administrarea la plante a normelor de udare conform regimului de irigaţie stabilit se face în funcţie de cerinţele şi posibilităţile gospodăriei de a organiza munca de udare. Astfel, trebuie ţinut seama dacă apa trebuie să fie distribuită fiecărui sector de udare prin *rotaţie, la cerere* sau *continuu*. Perioada de udare a unei culturi $T_c$ (zile) nu poate fi lungită prea mult. Astfel, pentru o suprafaţă dată semănată cu o singură cultură, se începe udarea parcelă cu parcelă, astfel ca în 8-10 zile să se termine irigarea în perioada critică a plantei şi umiditatea solului să nu scadă în ultimele zile pe parcele sub plafonul minim. Ţinând seama că zilnic

se pot administra udări timp de $t = 20$ ore şi, mai mult, rezultă debitul specific de udare (modulul de udare):

$$q = \frac{m}{T_c \cdot t \cdot 3{,}6} \text{ (l/s/ha)} \qquad (19.36)$$

în care: $m$ ($m^3$/ha), $T_c$ (zile), $t$ (ore).

Acest modul de udare este necesar dimensionării ultimului element de udare (canal terţiar sau antenă) calculând $Q$ (l/s) care trebuie transportat suprafeţei $S$ (ha) cultivată cu o cultură.

$$Q = q \cdot S \qquad (19.37)$$

Pentru dimensionarea prizei de apă (staţia de pompare) a sistemului de irigaţie care deserveşte mai multe culturi, se calculează debitul specific pentru irigaţii a sistemului:

$$q_0 = \frac{M_{\max}}{2630} \cdot \frac{24}{n} \text{ (l/s/ha)} \qquad (19.38)$$

şi $Q_0 = q_0 \cdot S_0$ (l/s) debitul total instalat,

în care:

$M_{\max}$ ($m^3$/ha) – norma de irigaţie maximă necesară într-o lună

$n$ – numărul de ore/zi de udare

2630 – rezultă din 24 x 3,6 x 30,43

$Q_0$ – debitul total instalat pentru deservirea suprafeţei sistemului $S_0$.

Debitul specific pentru irigaţii a sistemului poate fi calculat şi cu relaţia:

$$q_0 = \frac{n_1 \cdot \alpha_1 \cdot m_1 + n_2 \cdot \alpha_2 \cdot m_2 + n_3 \cdot \alpha_3 \cdot m_3}{30 \cdot 20 \cdot 3{,}6} \text{(l/ s/ ha)} \qquad (19.39)$$

Considerând 3 culturi avem:

$n_1$, $n_2$, $n_3$ – numărul de udări pe lună la cele trei culturi

$\alpha_1$, $\alpha_2$, $\alpha_3$ – procentul din suprafaţa culturii respective

$m_1$, $m_2$, $m_3$ – normele de udare ale culturilor

*Exemplu*:

Să presupunem că suprafaţa totală a sistemului de irigaţie este $S_0$ = 350 ha, unde avem 3 culturi: porumb $S_1$ = 200 ha, legume $S_2$ = 50 ha şi lucernă $S_3$ = 100 ha, cu normele de udare $m_1$ = 800 $m^3$/ha, $m_2$ = 400 $m^3$/ha, $m_3$ = 800 $m^3$/ha.

$$q_1 = \frac{800}{8 \cdot 20 \cdot 3{,}6} = 1{,}4 \text{ (l/ s/ ha)} = q_3$$

$$q_2 = \frac{400}{8 \cdot 20 \cdot 3{,}6} = 0{,}7 \text{ (l/ s/ ha)}$$

Pentru luna cu consum maxim, exemplu iunie, avem la porumb două udări pe lună $n_1 = 2$, la legume $n_2 = 2$ şi la lucernă $n_3 = 2$, cu procentul de suprafaţa culturilor $\alpha_1 = 57{,}2$ %, $\alpha_2 = 14{,}2$ %, $\alpha_3 = 28{,}6$ %; utilizând relaţia 19.39, obţinem:

$$q_0 = \frac{2 \cdot 0{,}572 \cdot 800 + 2 \cdot 0{,}142 \cdot 400 + 2 \cdot 0{,}286 \cdot 800}{30 \cdot 20 \cdot 3{,}6} =$$

$$= 0{,}691 \text{ l/ s}$$

Utilizând relaţia (19.38) avem:

$$q_0 = \frac{1600}{2630} \cdot \frac{24}{20} = 0{,}735$$

$$Q_0 = 0{,}735 \cdot 350 = 257 \text{ (l/ s)}$$

Graficul necoordonat al udărilor se reprezintă într-un sistem de axe cu timpul în luni şi decade în abscisă şi debitul $Q_1$, $Q_2$, $Q_3$ pentru fiecare cultură în ordonată. Se obţin nişte dreptunghiuri cu înălţimea $Q_1$, $Q_2$, $Q_3$ şi de lăţime $T_C$ plasate în abscisă la intervalele $T_r$ între udări calculate. Pentru fiecare cultură, aceste dreptunghiuri se colorează diferit şi suprafaţa unui dreptunghi reprezintă volumul total de apă dat culturii respective.

Se trasează apoi linia orizontală cu valoarea $Q_0$ instalat la priză. Suprafeţele ce depăşesc această linie trebuie coordonate, astfel se obţine graficul coordonat al udărilor. Această coordonare se face ţinând seama de:

- volumul de apă trebuie să rămână acelaşi
- se pot devansa udările cu 3-5 zile
- în consecinţă durata de udare a unei culturi $T_C$ poate creşte cu 3-5 zile, se recalculează $q_1$, $q_2$, ... şi $Q_1$, $Q_2$, ... pentru aceste suprafeţe cultivate.

## 19.2.8. DEBITUL DE DIMENSIONARE A AMENAJĂRILOR DE IRIGAŢII

*Debitul de dimensionare Q* a lucrărilor de irigaţii se determină cu relaţia

$$Q = Q_n \frac{1}{\eta_r} \qquad (19.40)$$

în care:

$Q_n$ = debitul net al reţelei de canale, jgheaburi sau conducte, în l/s, determinat cu relaţia 19.41;

$\eta_r$ = randamentul reţelei de canale, jgheaburi sau conducte, determinat conform relaţiei:

$$\eta_r = \frac{Q_n}{Q_n + Q_{pr}}$$

în care:

$Q_{pr}$ este debitul pierdut prin infiltraţie, evaporaţie şi neetanşeitatea stăvilarelor (vanelor) de pe reţeaua de canale, jgheaburi sau conducte.

*Debitul net al reţelei* de canale, jgheaburi sau conducte, se determină cu relaţia:

$$Q_n = S \cdot q_d \cdot \frac{1}{\eta_u} \text{ în (l/s)} \qquad (19.41)$$

în care:

$S$ = aria terenului de irigat, în ha;

$q_d$ = debitul specific de dimensionare în l/s/ha, determinat conform relaţiei 19.44;

$\eta_u$ = randamentul udării, în câmp determinat conform relaţiei

$$\eta_u = \frac{Q_a}{Q_a + Q_{pu}} \qquad (19.42)$$

în care:

$Q_a$ = debitul util folosit de culturile agricole;

$Q_{pa}$ = debitul pierdut în timpul udării, prin evaporare sau infiltrare sub stratul activ de sol.

De obicei, $\eta_u$ se ia în funcţie de metoda de udare:

– 0,85 – pentru udare prin scurgerea apei la suprafaţa terenului;

– 0,9 – pentru udare prin aspersiune.

*Debitul specific fictiv* $q_u$ se determină cu relaţia:

$$q_u = \frac{1000 \cdot M_{\max}}{T \cdot t} = \frac{M_{\max}}{2592} \text{ în l/s/ha} \qquad (19.43)$$

în care:

$M_{\max}$ = necesarul de apă al unei culturi în ($m^3$/ha), în luna cu consum maxim, cu asigurarea de 80%;

$T$ = 30, numărul de zile considerat pentru luna de vârf;

$t$ = 86400, numărul de secunde existent într-o zi.

*Debitul specific de dimensionare* $q_d$ se determină cu relaţia:

$$q_d = q_u \cdot \frac{t}{24} \cdot \frac{T}{30} \text{ în l/s/ha} \qquad (19.44)$$

în care:

$q_u$ = debitul fictiv, în l/s/ha, determinat conform relaţiei 19.43;

$t$ = timpul efectiv de funcţionare, cu debit continuu şi constant, în ore pe zi

$T$ = timpul efectiv de funcţionare, în zile/lună.

Timpul efectiv de funcţionare $t$ în ore/zi se ia 24 ore, pentru: staţia de pompare sau repompare cu refulare în canale deschise cu posibilităţi de acumulare; canale deschise de aducţiune şi de distribuţie cu posibilităţi de acumulare; şi la alte staţii de pompare de punere sub presiune cu refulare în bazine de compensare.

Timpul efectiv de funcţionare $t$ în ore/zi se ia egal cu cel al echipamentului de udare pentru: staţia de pompare sau repomapre cu refulare în canale deschise, fără posibilităţi de acumulare; canale deschise de aducţiune şi de distribuţie fără posibilităţi de acumulare; şi staţii de pompare de punere sub presiune cu refulare în conducte îngropate.

Pentru echipamentul de udare şi de conducte îngropate se ia $t$ = 20-22, funcţie de gradul de mecanizare, forţa de muncă şi condiţiile pedoclimatice.

Capitolul 20

# SURSE DE APĂ PENTRU IRIGAŢII

## 20.1. CALITATEA APEI DE IRIGAŢII

Dezvoltarea societăţii, sporirea bioproductivităţii fiecărui hectar de teren este legată implicit de creşterea consumului de apă dulce. Resursele de apă dulce pe glob nu depăşesc 0,5% din volumul total. Ponderea mare o are consumul de apă în agricultură: fosta URSS – 52%; SUA – 49%; Franţa 51% etc., din care o pondere mare revine irigaţiei, suprafeţele amenajate fiind în continuă creştere, de regulă în ţinuturile cu climat arid şi semiarid, sărace în resurse de apă dulce. Datorită faptului că majoritatea resurselor disponibile de apă sunt deja utilizate, extinderea suprafeţelor irigate nu se poate dezvolta decât prin economisirea debitelor de apă folosite în agricultură, sau eventual prin utilizarea unor resurse de apă nefolosite până acum, deoarece erau de calitate mai proastă (ape mineralizate uzate).

În prezent, pe glob, gradul mediu de mineralizare a apelor de irigat este cuprins între 0,6-0,8 g/l, iar în următoarele decenii, când cerinţele vor fi mai mari, tendinţa creşterii acesteia la apele de suprafaţă şi de adâncime este evidentă. Se va modifica şi compoziţia ionică pe seama creşterii ponderii natriului faţă de calciu, se accentuează mărirea concentraţiei sulfaţilor, clorurilor, bicarbonaţilor. De aceea, pentru dirijarea regimului de apă şi săruri în sol, în ultimul timp amenajările de drenaj au cunoscut o mare dezvoltare, fiind necesare calcule de interacţiune irigaţii-drenaje, pentru menţinerea fertilităţii solurilor irigate.

Evaluarea calităţii apelor pentru irigat se stabileşte în funcţie de următoarele criterii:

– *Criteriile vizuale – morfologice* iau în considerare aspectul, culoarea, mirosul, gustul, transparenţa, temperatura, conţinutul substanţelor în suspensie (turbiditatea).

Culoarea nu influenţează utilizarea apelor pentru irigat, dar poate fi un indice asupra prezenţei materiei organice. Mirosul este un indice care arată lipsa aeraţiei, descompunerea materiei organice în condiţii de anaerobioză. Materiile solide totale în suspensie astupă porii solului, colmatează suprafaţa terenului, micşorează penetrarea apei şi aerului în sol.

– *Criteriile fizico-chimice* iau în considerare reacţia, gradul de mineralizare, compoziţia ionilor, componenţa sărurilor (în special raportul dintre sărurile de natriu şi cele de calciu) conţinutul în săruri toxice, sursele, frecvenţa şi concentraţia substanţelor poluante, conţinutul în microelemente.

– *Criteriile biologice* ţin seama de cantitatea totală de bacterii saprofite (caracterizează consumul direct al substanţei organice de bacterii), de prezenţa germenilor coliformi (dau indirect o caracterizare a posibilităţii prezenţei sau absenţei microbilor patogeni, streptococilor, bacteriilor sporulate şi bacteriofagelor). Prin analiza bacteriologică a apelor uzate se depistează prezenţa în apă a germenilor patogeni tifoidici *(Salmonella),* dezinterici *(Shigella),* holerici *(Vibrio comma),* icterului cu regim infecţios *(Leptospira icterohaemorrhagiac).* De asemenea, interesează consumul biochimic de oxigen, oxidarea cu permanganat.

– *Criteriile radioactivităţii* naturale şi artificiale ţin scama de limitele tolerabile ale dozelor de radioactivitate, de mărimea radioactivităţii globale din apă, fie din gaze, din suspensii, din sărurile dizolvate.

– *Criteriile climatice* ţin seamă de cantitatea şi repartiţia precipitaţiilor atmosferice, de evapotranspiraţie, precum şi de adâncimea multianuală de pătrundere a apei în profilul solului, adică acele elemente care intervin în procesele migrării şi acumulării sărurilor în sol.

– *Criteriile pedologice* iau în considerare solul, conţinutul în argilă, gradul de drenabilitate al teritoriului, prezenţa unui strat impermeabil sau a unei pânze pedofreatice cu apă mineralizată, proprietăţile hidrofizice (textura, structura, conductivitatea hidraulică, regimul hidric), proprietăţile chimice (capacitatea de schimb cationic, componenţa cationilor schimbabili, anionii şi cationii solubili, borul solubil, prezenţa gipsului, a carbonatului de calciu, a carbonatului de natriu, rezistenţa solului la sărăturare – în special la cea sodică), mineralogia.

Compoziţia ionică iniţială a sărurilor influenţează procesele de schimb cationic din timpul contactului apă-sol. Infiltrarea şi percolarea apei în soluri poate diferi mult în funcţie de gradul de sărăturare, de compoziţia ionică a solurilor.

– *Criteriile ameliorative* ţin seamă de intensitatea şi funcţionalitatea amenajărilor de îmbunătăţiri funciare (irigaţii, desecări, drenaje etc.), metode de udare, norme de irigaţie, raportul dintre hidromodulul de irigaţie şi cel de drenaj.

– *Criteriile de poluare* ţin seamă de sursele substanţelor poluante, de natura lor chimică, în special a metalelor grele (plumb, mercur, cupru, arseniu), sau a substanţelor organice (fenoli, produse petrolifere, acizi), fie bacteriene, radioactive, mecanice (suspensii, coloizi). De asemenea, se iau în considerare tipurile de poluare a apelor uzate (casnice, sanitare), a apelor reziduale, industriale, de poluare cu îngrăşăminte chimice, erbicide, pesticide, cu detergenţi, cu substanţe radioactive.

– *Criteriile tehnologice* ţin seamă de sortimentul

plantelor, de toleranţa acestora la salinitate (în special în perioadele critice), de lucrările solului, de structura asolamentelor şi rotaţia culturilor, de complexul de tehnologii ameliorative şi agricole, care determină bilanţul salin al solului.

– *Criteriile constructive* ţin seamă de influenţa apelor de irigat asupra conductelor, construcţiilor, betoanelor etc.

## 20.2. EVALUAREA CALITĂŢII APELOR PENTRU IRIGAT

Aceasta reprezintă o operaţie complexă, de mare responsabilitate, care ţine seamă de pretabilitatea şi compatibilitatea apelor în prezent (influenţa asupra plantelor), dar şi în timp (influenţa asupra solurilor, apelor freatice şi mediului înconjurător etc.). De aceea, calitatea apei pentru irigat se stabileşte pe baza cunoaşterii aprofundate a interacţiunii dintre apă – sol – săruri – poluanţi – plantă, dar şi a prognozării influenţei acesteia în timp.

*Evaluarea pericolului de salinizare* a solului se stabileşte după gradul de mineralizare al apelor, respectiv după valorile conductivităţii electrice, după coeficientul de calitate al apelor pentru irigat.

Astfel, după Kovda (1973), avem:

$C_1$ – Ape cu conţinut în săruri mai mic de 0,2 g/l cu conductivitatea electrică până la 250 µmho la 25°C, sunt ape cu grad mic de mineralizare care pot fi folosite la irigarea majorităţii plantelor şi solurilor fără restricţii, cu posibilitatea mică de apariţie a problemelor de Salinitate. Unele spălări sunt necesare, doar la irigarea normală cu excepţia solurilor cu permeabilitate mică.

$C_2$ – Ape cu conţinut în săruri 0,2-0,5 g/l cu conductivitatea electrică între 250-750 µmho la 25°C, sunt ape moderat mineralizate care pot fi folosite, dar cu cerinţe moderate de spălări. Plante cu toleranţă moderată la salinitate care pot fi irigate în majoritatea cazurilor fără măsuri speciale de control al salinităţii. Pe solurile cu textura grosieră, intensiv drenate, aceste ape se pot folosi şi la irigarea plantelor sensibile.

$C_3$ – Ape cu conţinut în săruri 0,5-1,5 g/l cu conductivitatea electrică între 750-2250 µmho la 25°C, sunt ape cu grad de mineralizare mare ce nu pot fi folosite pe soluri cu restricţii de drenaj; sunt necesare amenajări speciale pentru controlul salinităţii solurilor şi cultivarea plantelor tolerante la salinitate. Pe teritoriile moderat drenate sunt necesare spălări profilactice periodice.

$C_4$ – Ape cu conţinut în săruri 1,5-3 g/l cu conductivitatea electrică între 2250-5000 µmho la 25°C, sunt ape cu grad foarte mare de mineralizare care nu pot fi pretabile pentru irigaţii în condiţii obişnuite, dar pot fi folosite ocazional în condiţii de circumstanţă specială. Solurile trebuie să fie permeabile, drenajul teritoriului să fie corespunzător, apa de irigat trebuie dată astfel ca să asigure un front descendent, percolativ şi plante cu toleranţă marc la salinitate.

$C_5$ – Ape cu conţinut în săruri până la 3 g/l cu conductivitatea electrică mai marc de 5000 µmho la 25°C, sunt ape ce nu pot fi folosite la irigat.

*Observaţie:*

*Plante sensibile* la salinitate sunt: fasole, ridichi, ţelină, mazăre, cartofi, varză.

*Plante semitolerante* la salinitate sunt: floarea soarelui, porumb, grâu, sorg, lucerna, in, roşii, ardei, ceapă.

*Plante tolerante* la salinitate sunt: orz, bumbac, rapiţă, tutun, sfeclă de zahăr, spanac.

Clasificarea apelor de irigaţie privind evaluarea pericolului de salinizare se poate face şi după *coeficientul de irigaţie K* dat de Priklonski în următoarele situaţii, de raporturi dintre $Na^+$, $Cl^-$ şi $SO_4^{--}$ şi notând cu *r* numărul de ioni în miliechivalenţi la litru, calculat cu relaţiile:

1. Dacă $r \cdot Na^+ < r \cdot Cl^-$,

adică este prezentă clorura de natriu:

$$k = \frac{288}{5 \cdot r \cdot Cl^-}$$

2. Dacă $r \cdot Cl^- > r \cdot Na^+$,

dar

$$(r \cdot Cl^- + r \cdot SO_4^{--}) > r \cdot Na^+,$$

adică prezenţa clorurilor şi sulfaţilor:

$$k = \frac{288}{r \cdot Na^+ + 4 \cdot r \cdot Cl^-}$$

3. Dacă $(r \cdot Cl^- + r \cdot SO_4^{--}) > r \cdot Na^+$,

adică prezenţa clorurilor, sulfaţilor şi carbonaţilor:

$$k = \frac{288}{10 \cdot r \cdot Na^+ - 5 \cdot r \cdot Cl^- - 9 \cdot r \cdot SO_4^{--}}$$

Avem ape bune pentru irigat la $K$ = 18-6;

Ape nesatisfăcătoare la irigat $K$ = 6-1,2;

Ape necorespunzătoare la irigat – $K$ = sub 1,2.

*Evaluarea pericolului de alcalinizare* a solului se stabileşte după compoziţia ionică:

1 – Clasificarea după criteriul Kelley:

Dacă raportul $\frac{Na^+}{Ca^{++} + Mg^{++}} \leq 1$

apa este bună pentru irigaţie şi nu alcalinizează solul. Dacă este cuprins între 1-4 începe alcalinizarea slabă a solului prin absorbţia sodiului în complexul absorbtiv al solului, deoarece prin evaporaţia apelor de irigaţie se măreşte concentraţia soluţiei de sol.

2 – Clasificarea apelor de irigaţie după indicele S.A.R., adică *coeficientul de absorbţie al sodiului:*

$$S.A.R. = \frac{Na^{+}}{\sqrt{\frac{Ca^{++} + Mg^{++}}{2}}}$$

Dacă indicele S.A.R. este între 0-10 sunt ape sărace în sodiu şi pot provoca o alcalizare slabă a solului.

Dacă este între 10-18 există pericol de alcalizare moderat.

Dacă indicele S.A.R. este între 18-26 avem mult sodiu care provoacă o alcalizare puternică a solului.

Dacă indicele S.A.R. este mai mare de 26 avem pericol foarte puternic de alcalizare a solului.

*Observaţie:*

Clasificările privind stabilirea pericolului de salinizare şi alcalizare a solului iau în considerare ambele grupe de factori.

## 20.3. CALITATEA APELOR PENTRU IRIGAT ŞI METODELE DE UDARE

Datele de bază pentru raionarea factorilor naturali la alegerea metodelor de udare se referă la condiţiile de relief, hidrogeologice, pedologice, climatice. În cazul că se folosesc ape mineralizate, cerinţele de bază ale metodelor de udare şi tehnica udării sunt:

– repartizarea uniformă a apei pe suprafaţă şi pe adâncimea stratului calculat şi menţinerea sărurilor în adâncime;

– asigurarea unui coeficient mare de folosire a apei (0,95-1) prin evitarea pierderilor neproductive în adâncime, contaminarea pânzelor freatice, prin eliminarea din zona radiculară a sărurilor acumulate la capătul brazdelor, prin evaporaţie şi în special pe traseul sursă – plantă;

– protecţia şi păstrarea structurii solului;

– asigurarea condiţiilor maxime de mecanizare a lucrărilor agricole.

O apă mineralizată aplicată pe soluri permeabile, pe brazdă, are o influenţă mai bună asupra plantei, în comparaţie cu cea administrată prin aspersiune.

Dejecţiile provenite de la complexele de porci se separă pentru a fi folosite în fracţiuni solide (nămol), cât şi lichide (ape uzate decantate). Folosirea în hrană a sării şi în special a sodei ca agent de spălare şi dezinfecţie la complexele de porci înrăutăţeşte calitatea apelor uzate. De aceea, pentru folosirea acestora la irigaţii se supun în prealabil unor tratamente ca filtrarea, ozonarea, clorinarea, tratarea cu var, sedimentare. Astfel, de la decantare, apa uzată este condusă în bazinele de stocare din apropierea câmpului de distribuţie a dejecţiilor.

Folosirea apelor uzate-decantate se corelează strâns cu pretabilitatea terenurilor agricole pentru irigaţii în funcţie de panta terenului, textura solului, permeabilitatea pentru apă, nivelul apelor freatice, intensitatea salinizării şi/sau alcalizării, asigurarea drenajului, de cerinţele pentru apă ale culturii agricole.

Apele uzate-decantate se distribuie astfel pe terenurile agricole:

– nediluate pe brazde în afara perioadei de vegetaţie, sau în cadrul acesteia numai la anumite culturi;

– diluate într-un raport nevătămător plantelor; în cazul aspersiunii aplicată în timpul perioadei de vegetaţie a culturilor care nu se consumă crude concentraţia în săruri să fie sub 1 g/l, ceea ce impune un raport de apă uzată la apa curată de 1 la 5.

Apele uzate-decantate sunt considerate ca îngrăşământ complex azoto-potasic-fosforic. În schimb, au un conţinut relativ ridicat de săruri infectate cu agenţi patogeni şi de aceea impun măsuri speciale şi severe pentru utilizare. Solul reprezintă o adevărată staţie biologică, cu capacitate de prelucrare a substanţelor organice complexe, dezintegrarea acestora şi reducerea treptată a gradului poluant al acestora. Folosirea apei uzate pe cernoziomul cambie de terasă de la Căzăneşti, pe cernoziomul tipic de la Valul lui Traian, pe solul brun roşcat tipic format pe loess de la Periş duce la creşterea conţinutului de humus, azot total, azot nitric şi amoniacal, fosfor total, fosfor mobil, potasiu mobil, cupru total şi mobil, zinc total şi mobil, precum şi la creşterea conţinutului de săruri solubile.

În paralel, se produce micşorarea procentului de participare a calciului la capacitatea de schimb cationic în favoarea potasiului, natriului şi hidrogenului.

Pe ciclu de rotaţie, volumul mediu de apă uzată-decantată ($m^3$/ha/an) administrată se stabileşte în funcţie de temperatura medie anuală:

| | |
|---|---|
| peste 10°C | 700 până la 800 |
| între 8 şi 10°C | 600 până la 700 |
| sub 8°C | 400 la 600 |

În structura culturilor se recomandă 35-50% porumb; 20-30% orz; 10-15% floarea-soarelui şi soia. Se recomandă rotaţii cu durata scurtă, 2-4 ani.

Măsurile sanitar veterinare de protecţie şi de securitate a muncii se referă la izolarea bazinului de stocare, evitarea contactului direct al personalului cu apa uzată, folosirea echipamentelor de protecţia muncii. Folosirea raţională a apelor uzate în agricultură prezintă avantaje: elimină neajunsurile provocate de evacuarea apelor uzate în emisar; constituie un mijloc economic de epurare biologică; realizează dezvoltarea irigaţiilor în zone cu surse sărace de apă; contribuie la obţinerea unor recolte mari; constituie mijloc de fertilizare a solului; completează parţial stocul de apă din sol.

Pe terenurile cu amenajări speciale, folosirea

apelor uzate-decantate se recomandă pe brazde, ca să se evite contactul cu planta.

În multe regiuni, necesarul în apă pentru irigaţii, pentru spălări etc., depăşeşte rezervele apelor dulci existente. În această privinţă o importanţă deosebită are folosirea apelor de drenaj, a celor de adâncime, precum şi recircularea acestora. De aceea, în sistemele de irigaţii din unele ţări, ca urmare a reducerii debitelor de apă dulce, se folosesc pentru irigaţii apele de drenaj.

## 20.4. TEHNOLOGII PENTRU ÎMBUNĂTĂŢIREA CALITĂŢII APELOR PENTRU IRIGAT

Calitatea apelor pentru irigat poate fi îmbunătăţită prin măsuri mecanice, tehnologice, chimice, ameliorative, tehnico-organizatorice.

– *Măsuri mecanice* de tratare sunt: decantarea şi filtrarea apei.

– *Dezinfectarea* apelor constă în stocarea acestora timp de 6-7 luni, unde se eliberează agenţii patogeni. Pentru activitatea microorganismelor este necesar oxigen şi anume peste 20 mg/l.

– *Măsuri tehnologice* constau în aplicarea unor udări frecvente şi prelungite pentru asigurarea penetrării apei la adâncimea dorită

– *Măsuri chimice* de tratare a apei de irigat – urmăresc îmbunătăţirea gradului de mineralizare, a compoziţiei ionice, modificarea componenţei sărurilor prin micşorarea ponderii celor nocive şi măririi celor cu influenţă favorabilă asupra solurilor şi culturilor agricole (folosirea amendamentelor gips, sulf, acid sulfuric).

În apa pentru irigat se foloseşte un gips cu granule fine (sub 0,25 mm), care asigură o dozare constantă în timpul udării. Sulful şi acidul sulfuric în apa pentru irigat dau rezultate bune în special pe solurile sodice.

Tratarea cu carbonat de calciu a apelor menajere neutralizează acţiunea toxică a metalelor grele, asigură condiţii ca plantele să le absoarbă.

Experienţele efectuate la centrele experimentale din Valea Călmăţuiului au arătat că în perioada de ameliorare a solurilor, în special la prima spălare, au dat rezultate bune apele sălcii (cu un grad de mineralizare cuprins între 1,2-2 g/l) provenite din drenurile închise. Pe măsura desalinizării profilului de sol, trebuie să fie folosite la spălare ape cu un conţinut mai redus în săruri. Din experienţele efectuate a reieşit că la aprecierea calităţii apelor de spălare trebuie să se ţină seamă de tipul genetic de sol, în special de repartizarea sărurilor solubile, componenţa cationilor schimbabili pe profilul solului.

Pentru complexul de soluri de la Ruşeţu (soloneţ-solonceacuri, soloneţuri vertic-gleice etc.), cu un conţinut de săruri solubile pe profil cuprins între 0,7 şi 2 g la 100 g sol, pentru prima spălare sunt indicate ape cu un grad de mineralizare cuprins între 2-3 g/l.

Capitolul 21

# TIPURI DE AMENAJARE PENTRU IRIGAŢII ŞI METODE DE UDARE

Tipurile de amenajare pentru irigaţii se diferenţiază în special prin felul reţelei de aducţiune şi distribuţie a apei la suprafaţa amenajării interioare a plotului, iar metodele de udare se diferenţiază prin tehnica distribuţiei apei la plantă.

## 21.1. CLASIFICĂRI ŞI CARACTERISTICI

Tipurile de amenajare pentru irigaţii se clasifică astfel:

- amenajări cu reţea de canale din pământ, necăptuşită;
- amenajări cu reţea de canale din pământ căptuşită;
- amenajări cu reţea de jgheaburi;
- amenajări cu reţea de conducte subterane de joasă presiune, sistem semifix;
- amenajări cu reţea de conducte subterane de înaltă presiune, sistem semifix;
- amenajări cu reţea de conducte subterane de înaltă presiune, sistem fix;
- amenajări cu reţea de conducte subterane de joasă şi înaltă presiune, sistem mixt-bivalent.

Metodele de udare sunt următoarele:

- udarea prin scurgere la suprafaţă (brazde, brazde însămânţate, fâşii);
- udarea prin submersiune (în orezării);
- udarea prin aspersiune;
- udarea prin picurare;
- udarea prin rampe perforate;
- udarea subterană-punctiformă;
- udarea subterană;
- subirigare.

Udările prin picurare, rampe perforate şi subterană-punctiformă se numesc şi udări localizate.

Principalele caracteristici ale tipurilor de amenajare sunt următoarele:

– primele trei tipuri de amenajări prezintă caracteristica comună a curgerii libere – gravitaţionale a apei pe reţea, iar la celelalte patru tipuri este o curgere forţată – sub presiune;

– în istoria irigaţiilor, amenajarea cu reţea de canale din pământ necăptuşită a fost primul tip de amenajare folosit denumit astăzi şi „tradiţional”, prezentând dezavantajul pierderilor mari de apă prin infiltraţie din reţeaua de canale;

– reţeaua de canale din pământ, căptuşită, şi reţeaua de jgheaburi se folosesc tot mai puţin în amenajările interioare (canale căptuşite formând schema hidrotehnică de aducţiune şi distribuţie în marile sisteme de irigaţii);

– dintre celelalte patru tipuri de amenajare, care reprezintă o tehnică modernă, se folosesc în amenajările interioare cele de înaltă presiune la aspersiune, cele de joasă presiune pentru udările prin scurgere la suprafaţă şi localizate, apoi sistemul mixt-bivalent (pentru brazde şi aspresiune) şi sistemul fix cu aspersiune numai la culturile foarte valoroase, fiind şi cel mai scump;

– tipul de amenajare cu conducte îngropate de presiune joasă are la staţia de pompare şi punere sub presiune 3-4 kgf/cm$^2$, iar cel de presiune înaltă 5-7 kgf/cm$^2$.

În tabelul 21.1. sunt prezentate şi alte caracteristici ale tipurilor de amenajare printr-o serie de indici tehnici.

Principalele caracteristici ale metodelor de udare sunt următoarele:

– udarea prin scurgere la suprafaţă constă în distribuţia apei în capătul amonte al brazdei şi fâşiei, care curge în lungul pantei; este cea mai veche metodă de udare;

– udarea prin submersiune realizează strat continuu de apă în parcela de orez nivelată în plan orizontal, fiind metodă de udare exclusiv pentru orez;

– udarea subterană se realizează cu drenuri poroase, tuburi cu orificii sau galerii-cârtiţă, la noi aflându-se în experimentare cu orientarea de a fi folosită în irigaţii cu ape reziduale;

– subirigarea se realizează pe suprafeţele cu reţea de desecare, în care apa nu are conţinut ridicat de săruri prin menţinerea unui nivel ridicat al apei în canale, provocând un aport freatic pe suprafeţele cultivate;

– udarea prin aspersiune sau ploaie artificială este realizată de aspersor care primeşte apa sub presiune de la o instalaţie specială;

– udarea prin picurare se realizează cu dispozitive de picurare montate pe conducta de udare, amplasată pe rândul de plante;

– udarea prin rampe perforate (conducte cu orificii) plasate pe fundul unor rigole biefate executate pe rândul de plante;

– udarea subterană-punctiformă se realizează cu o reţea de tuburi şi dispozitive din care apa este prelu-

**Tabelul 21.1.** Indici tehnici ai tipurilor de amenajare

| Denumirea indicilor | Tipuri de amenajare | | | | | Observaţii |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Canale | | Jgheaburi | Conducte de | | |
| | necăptuşite | căptuşite | | joasă presiune | înaltă presiune | |
| Randamentul reţelei de irigaţii (%) | 50-70 | 85-90 | 90-95 | 95-98 | 95-98 | |
| Pierderi de apă în reţea (%) | 30-50 | 10-15 | 5-10 | 2-5 | 2-5 | |
| Suprafaţa scoasă din circuitul agricol (construită) (%) | 3,7-4,5 | 3,5-4,0 | 1,0-2,0 | 0,1-0,5 | 0,1-0,5 | |
| Terasamente ($m^3$/ha) | 120-250 | 110-220 | 10-50 | 50-100 | 50-100 | |
| Jgheaburi (m/ha) | – | – | 10-45 | – | – | |
| Conducte de azbociment şi PVC (m/ha) | – | – | – | 34** 36*** | 30** 32*** | Echiv. Ø 200 mm |
| Conducte de premo (m/ha) | – | – | – | 3,5** 5,75*** | 3,5** 5,75*** | Echiv. Ø 600 mm în condiţii speciale |
| Conducte metalice (m/ha) | – | – | – | – | 1* | |

* La presiuni mai mari ca 10 kgf/$cm^2$ (frecvent în zone colinare). ** Pentru zone de câmpie. *** Pentru zone colinare.

ată de sol într-un „punct” (la dispozitiv) prin sucţiune, capilaritate şi gravitaţie; aceste trei tehnici localizate sunt noi, şi sunt recomandate pentru culturi valoroase, în special plantaţii de vii şi pomi.

## 21.2. CRITERII DE STABILIRE (ALEGERE) A TIPULUI DE AMENAJARE ŞI A METODELOR DE UDARE

Între metodele de udare şi tipurile de amenajare pentru irigaţii există o strânsă legătură, iar criteriile de alegere rezultă din analiza factorilor naturali, tehnici, economici şi sociali. În condiţiile agriculturii din ţara noastră, dintre metodele de udare se folosesc pe scară mare aspersiunea şi udarea pe brazde, submersiunea în orezării, iar toate celelalte metode de udare fie că sunt în stadiu experimental, fie că se folosesc, dar foarte limitat.

În tabelul 21.2 sunt redate criteriile de alegere pentru aceste două metode de udare, pe baza unor cercetări de durată şi de cunoaştere cât mai exactă a condiţiilor de teren.

În vederea alegerii metodei de udare şi a tipului de amenajare optime, se asociază la analiza factorilor naturali din tabelul 21.2, pe cei tehnici din tabelul 21.1 şi apoi pe cei economici (investiţia specifică, cheltuieli de exploatare etc.) şi sociali (forţa de muncă funcţie de factorii demografici din zonă, cadre pe meserii etc.), la care se vor include problemele cu care suntem confruntaţi astăzi, adică reducerea consumului de energie, a materialelor, economisirea apei etc., suprapunând rezultatele analizei pe condiţiile climatice ale zonelor ce formează potenţialul irigabil al ţării.

Se va avea în vedere ca prin conlucrarea dintre metoda de udare şi tipul de amenajare să se satisfacă:

– obţinerea unor producţii agricole cât mai mari;

– păstrarea şi sporirea fertilităţii solului, a evitării fenomenelor de înmlăştinare şi sărăturare.

Esenţialul este, deci, de a nu se pierde apă. Proiectarea trebuie să aleagă tipul de amenajare şi metoda de udare prin care pierderile să fie minime, execuţia să fie ireproşabilă, iar în exploatare, printr-o disciplină exemplară, să se realizeze o gestiune modernă, perfecţionată a apei (aplicarea udărilor în mod oportun, reducerea pierderilor de apă în tranzit, recircularea apei etc.).

Trebuie evitată udarea prin brazde în zonele lipsite de un drenaj natural bun şi cu ape freatice superficiale şi mineralizate ca: luncile râurilor interioare şi a Dunării, inclusiv Delta Dunării, câmpiile joase din nordul Bărăganului şi Câmpia Vestică, câmpiile de divagare de la contactul Câmpiei Române şi Subcarpaţi etc. De asemenea, nu este indicată udarea pe brazde în zonele:

– cu crovuri (interfluviile Argeş – Mostiştea, Mostiştea – Ialomiţa, Ialomiţa – Călmăţui, Călmăţui – Buzău);

– pe nisipurile de dune (în stânga Jiului, Calafat – Ciuperceni, Valea lui Mihai, Hanul lui Conache, din Delta Dunării etc.);

– pe soluri subţiri, pe terenuri supuse alunecărilor;

– pe soluri loessoide, sensibile la înmuiere, sub greutatea proprie, pe o adâncime mai mare de 15 m;

– pe soluri sărăturate (luncile Dunării, Călmăţuiului, Buzăului, Siretului inferior, zona de Vest etc.) şi

– pe soluri grele cu argile contractile din luncile mai multor râuri.

În zonele arătate mai sus se recomandă metodele de udare prin aspersiune, care de altfel se aplică în orice condiţii (tabel 21.2), submersiunea în orezării, picurarea şi rampe perforate la plantaţii de pomi şi vii, cu deosebire pe nisipuri etc. Corespunzător acestor metode de udare sunt tipurile de amenajare, adică:

– în orezării se practică numai canale din pământ necăptuşite;

– pentru celelalte metode de udare se aleg tipuri de amenajare cu pierderi minime de apă, respectiv reţele de conducte subterane.

**Tabelul 21.2.** Criterii de alegere a metodelor de udare prin aspersiune şi brazde

| Factorii naturali | Metoda de udare | | Observaţii |
|---|---|---|---|
| | Aspersiune | Brazde | |
| Textura solului<br>$1 \cdot 10^{-4}$<br>$1 \cdot 10^{-4}$-$5 \cdot 10^{-3}$<br>$5 \cdot 10^{-3}$ | <br>da<br>da<br>da | <br>da*<br>da<br>nu | * Cu excepţia solurilor contractile |
| Panta terenului<br>0,0007<br>0,0007-0,02<br>0,02 -0,05<br>0,05 | <br>da<br>da<br>da<br>da | <br>nu*<br>da<br>da**<br>nu*** | * Brazde scurte<br>** Aplicând udarea cu conducte flexibile şi rigide<br>*** Limitat se pot folosi brazde de contur |
| Adâncimea apei freatice<br>1,5-5 m<br>5-10 m<br>>10 m | <br>da*<br>da<br>da | <br>da<br>da**<br>da | * Se pot admite brazde cu lucrări de drenaj<br>** De preferat soluri cu drenaj subteran bun şi canale de evacuare |
| Microrelief (cubaj pentru nivelarea capitală)<br>150-250 $m^3$/ha<br>250-500 $m^3$/ha<br>500-800 $m^3$/ha | Nivelarea nu constituie criteriu<br>Se recomandă modelări | da<br>da*<br>da** | Adâncimea decapării stratului de sol la nivelare se recomandă a fi 15-20 cm, maximum 30 cm<br>* Pe baza calculelor economice<br>** Pe baza calculelor economice şi fără a se depăşi media de 500 $m^3$/ha pe întreg sistemul de irigaţie (brazde şi aspersiune) |
| Nu se admit brazde: pe soluri subţiri; pe terenuri supuse alunecărilor; pe terenuri loessoide, sensibile la înmuiere sub greutatea proprie, pe, o adâncime mai mare de 15 m. | | | |

Udarea prin brazde, folosind tipurile de amenajare cu conducte, jgheaburi, canale impermeabilizate, se poate practica cu succes în zonele cu drenaj natural bun, cu apa freatică la adâncimi mari, cum sunt: câmpurile înalte (unde nu apar suprafeţe frământate), terasele durilor, cumpenele de apă şi conurile de dejecţie.

## 21.3. AVANTAJE ŞI DEZAVANTAJE ALE TIPURILOR DE AMENAJARE ŞI METODELOR DE UDARE

În cazul tipurilor de amenajare, avantaje importante le prezintă tipul de amenajare cu conducte subterane, în special pentru amenajările bivalente. Experienţele au arătat că producţiile sunt superioare când amenajarea permite să se aplice atât udarea prin aspersiune cât şi udarea pe brazde, fiecare din ele atunci când condiţiile sunt optime.

Amenajările cu reţele subterane au o fiabilitate mai ridicată, randamente mari, iar cheltuielile în exploatare sunt mai reduse, faţă de amenajările cu reţea de canale şi jgheaburi.

Dezavantajul unor investiţii mai mari şi consum de energie mai ridicat la reţeaua de conducte faţă de reţeaua de canale, este practic anulat, dacă se are în vedere că prin reţeaua de canale sunt pierderi mari de apă (cu toate consecinţele ulterioare de înmlăştiniri şi sărăturări ale solurilor), se scoate o suprafaţă mare din cultură, iar cheltuielile de întreţinere şi exploatare sunt mai mari.

În cazul celor două metode, mult folosite, metoda de udare pe brazde prezintă faţă de aspersiune următoarele avantaje: consum de energie mai redus; echipamentul de udare se mută mai rar, uşurând aplicarea udărilor; nu favorizează apariţia şi dezvoltarea unor boli ale plantelor şi permite udarea cu ape reziduale.

Dezavantajele metodei de udare pe brazde faţă de aspersiune: necesită lucrări de nivelare capitală, care sunt foarte costisitoare şi reduc din fertilitatea solului; se produc frecvent pierderi mari de apă prin percolare provocând înmlăştinirea şi salinizarea solurilor; nu permite aplicarea unor norme riguros controlate şi de mărimi diferite şi nu se pot folosi pe toate tipurile de sol.

La aspersiune, se mai precizează că: se poate folosi pe toate tipurile de sol şi pe o gamă mare de pante, fără nivelare; permite aplicarea unor norme de udare riguros controlate şi de mărimi variate, corespunzător diferitelor faze de creştere a plantelor; realizează productivităţi mari în aplicarea udărilor, cu ajutorul multiplelor echipamente şi instalaţii cu un grad mare de mecanizare şi automatizare, reducându-se foarte mult forţa de muncă şi se poate utiliza complex, adică odată cu udarea să se realizeze administrarea îngrăşămintelor, tratamentele fito-sanitare, combaterea brumelor etc., sporind astfel eficienţa consumului de energie.

## 21.4. CONCEPŢII NOI PRIVIND TEHNICILE DE IRIGAŢII

Problemele privind reducerea consumului de energie, de materiale, economisirea apei etc., conduc la noi concepţii, după cum urmează:

– amenajări de perimetre pentru irigaţii care să necesite înălţimi mici de pompare şi repompare;

– amenajări de perimetre în care aducţiunea apei pentru irigaţii să se facă gravitaţional;

– folosirea în irigaţii a apei din acumulările ce s-au realizat şi se vor realiza pe râurile interioare, cu aducţiuni gravitaţionale sau pompări cu înălţimi mici;

– folosirea tipurilor de amenajare cu conducte şi canale impermeabilizate;

– creşterea suprafeţelor cu udarea pe brazde, acolo unde această metodă poate fi optimă;

– perfecţionarea şi diversificarea echipamentelor de udare prin brazde, aspersiune, picurare etc., reducând presiunea de lucru;

– folosirea complexă a metodelor de udare şi echipamentelor (administrarea îngrăşămintelor, tratament fitosanitar, combaterea brumelor etc.), în scopul ridicării eficienţei consumului de energie electrică;

– îmbunătăţirea randamentelor utilajelor de pompare (a electropompelor) cu diminuarea consumului de energie electrică pentru volumul de apă pompat;

– modernizarea perimetrelor;

– introducerea automatizării sistemelor de irigaţii pe suprafeţe tot mai mari;

– perfecţionarea organizării exploatării şi întreţinerii sistemelor de irigaţii, introducerea unei gestiuni moderne, perfecţionate a apei, unei prognoze şi avertizări exemplare, unei dotări corespunzătoare şi folosirea unor metode noi, moderne, inclusiv teledetecţia.

Capitolul 22

# TEHNICA IRIGAŢIEI PRIN SCURGERE LA SUPRAFAŢĂ

Metoda de udare prin scurgere la suprafaţă (brazde şi fâşii), echipamentele şi instalaţiile folosite, schemele de amenajare etc. se vor trata punându-se accentul pe elementele de noutate şi tendinţele ce se întrevăd în ţară şi pe plan mondial.

## 22.1. CATEGORII DE BRAZDE ŞI FÂŞII

În funcţie de panta terenului există următoarele categorii de brazde şi fâşii:

*Brazde normale,* cu pantă longitudinală de scurgere, de 0,07-2%, care se utilizează pentru toate culturile de câmp în rânduri, legume, vii şi pomi pe terenuri cu pante până la maximum 5%.

*Brazde orizontale,* cu pantă hidraulică, folosite pe terenuri practic plane, unde brazdele pot avea o pantă foarte mică, sub 0,07%, şi se execută secţiuni triunghiulare care să asigure transportul unor debite mari de 3-4 l/s şi unde să permită acumularea unui volum de apă de până la 50% din norma de udare.

*Brazde însămânţate* (corugaţii), sunt brazde mici, destinate udării culturilor de cereale, lucernă etc. (în rânduri dese).

*Brazde de contur,* trasate după curbele de nivel, cu pante ca la brazdele normale şi se folosesc pe terenuri cu pante de 5-8% pentru culturi de câmp şi până la 15% pentru vii şi pomi.

*Fâşii normale,* cu pantă longitudinală, care transversal sunt orizontale, se folosesc pentru irigarea culturilor în rânduri dese pe terenuri cu panta de până la 2%.

*Fâşii orizontale* cu pantă hidraulică, practicate pe terenuri practic plane.

*Fâşii cu diguleţe, de contur,* cu panta longitudinală ca la fâşiile normale, iar transversal fâşiile sunt orizontale, situate între ele la altitudini diferite, deci practicate pe terenuri în pantă, nivelate în cadrul fiecărei fâşii.

Atât la brazde cât şi la fâşii, frontul apei de udare înaintează cu o viteză continuu descrescătoare, datorită infiltraţiei apei în sol. La brazde, apa se infiltrează în sol atât vertical cât şi lateral – prin capilaritate, deci fără presiune sau cu presiune mică. La fâşii, unde distribuţia apei se face printr-un strat continuu, apa se infiltrează în sol gravitaţional, cu presiune, sub un strat de apă de 3-10 cm.

Dintre brazdele şi fâşiile prezentate mai sus, în condiţiile ţării noastre, în marile sisteme de irigaţii se întâlnesc în special brazdele cu pantă longitudinală de scurgere, brazde normale, iar din fâşii, numai în mică măsură, fâşiile normale.

Celelalte brazde şi fâşii se utilizează cu totul local, deocamdată, după cum local, în afara brazdelor şi fâşiilor prezentate mai sus, se mai folosesc prin revărsare: planuri înclinate, rigole orizontale, rigole înclinate, rigole pentru udarea în spinări, brazde circulare, brazde longitudinale şi transversale, brazde de udare pe terase şi brazde în zig-zag.

## 22.2. ELEMENTELE TEHNICE ALE UDĂRII PE BRAZDE ŞI FÂŞII

### 22.2.1. CALCULUL VOLUMULUI DE APĂ ACUMULAT LA SUPRAFAŢA TERENULUI

Conform fig. 22.1, ecuaţia înălţimii de apă acumulată în lungul scurgerii, la suprafaţa terenului, se consideră de forma

$$H_x = H_0\left[1-\left(\frac{x}{l}\right)^p\right] \qquad (22.1)$$

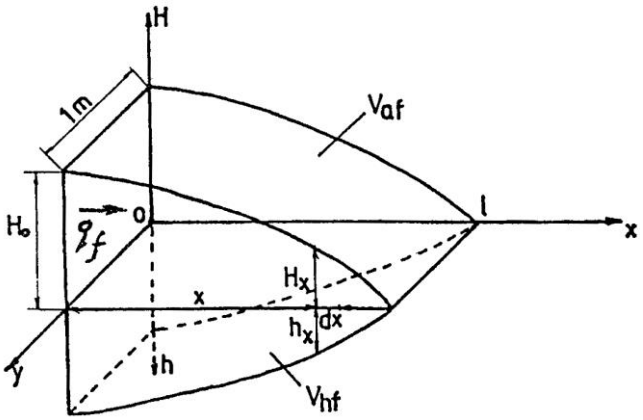



**Fig. 22.1.** Reprezentarea elementelor de calcul la udarea prin scurgere pe fâşii

#### 22.2.1.1. Udarea pe fâşii

Se consideră următoarele ipoteze de calcul:

– Funcţia de infiltraţie cea mai adecvată este cea exprimată prin ecuaţia Kosteakov: $h = \alpha \cdot \tau^{\beta}$;

– Debitul de alimentare este considerat constant

pe durata *t* de analiză a fenomenului;

– Curgerea are loc în regim nepermanent şi neuniform, exceptând zona amonte ce poate fi considerat stabil şi uniform după o anumită perioadă de timp;

– Suprafaţa liberă a apei în lungul fâşiilor se consideră de ecuaţie (22.1), în care:

$H_0$ – adâncimea apei în amonte

$p$ – gradul parabolei

$q_f$ – debitul de alimentare pentru 1 m lăţime.

Avansul apei la scurgerea pe fâşii se consideră după expresia:

$$x = a \cdot t_a^b$$

unde: $0 \le x \le l$ şi $0 < t_a \le t$

Volumul de apă acumulat $V_{af}$ la suprafaţa fâşiilor de udare se poate calcula astfel:

$$V_{af} = \int_0^l H_x \cdot 1\text{ m} \cdot dx = H_0 \int_0^l \left[1 - \left(\frac{x}{l}\right)^p\right] dx$$

Notând cu:

$$I_1 = \int_0^l \left[1 - \left(\frac{x}{l}\right)^p\right] dx = l - \int_0^l \left(\frac{x}{l}\right)^p dx = \tag{22.2}$$

$$= l - \frac{1}{l_p}\left|\frac{x^{p+1}}{p+1}\right|_0^l = l - \frac{1}{l_p}\frac{l^{p+1}}{p+1} = l\frac{p}{p+1}$$

$$V_{af} = H_0 \cdot l \cdot \frac{p}{p+1} = H_0 \cdot l \cdot C_{pf}$$

unde notăm coeficientul de formă cu $C_{pf}$:

pentru p = 1: $C_{pf} = \frac{1}{2}$

pentru p = 2: $C_{pf} = \frac{2}{3}$

pentru p = 3: $C_{pf} = \frac{3}{4}$

### 22.2.1.2. Udarea prin brazde

Volumul de apă acumulat $V_{ab}$ în brazdă la suprafaţa terenului se calculează în funcţie de secţiunea transversală a brazdei de udare şi profilul longitudinal al apei: formula (22.1).

Astfel, dacă în amontele brazdei avem secţiunea de curgere $A_0$ cu înălţimea apei $H_0$ şi lăţimea la oglinda apei $B_0$, se consideră o formă a secţiunii o parabolă, având în lungul brazdei la distanţa $x$ o adâncime a apei $z \equiv H_x$.

Secţiunea transversală a brazdei (parabolă de gradul doi) se consideră de ecuaţia:

$$z = H_0 \left(\frac{y}{\frac{1}{2}B_0}\right)^2$$

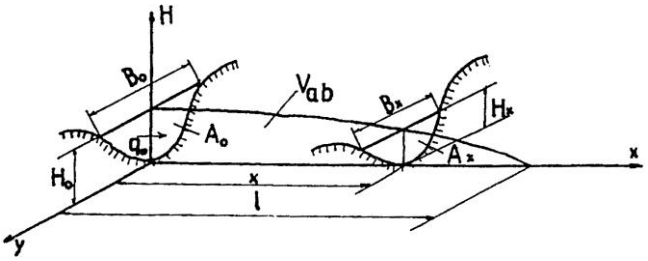



**Fig. 22.2.** Reprezentarea elementelor de calcul la udarea prin scurgere pe brazde.

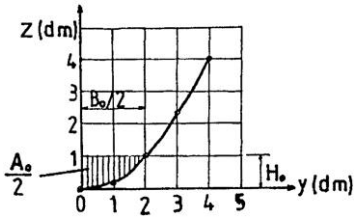



**Fig. 22.3.** Reprezentarea secţiunii transversale a brazdei.

*Exemplu:*

Pentru $H_0$ = 10 cm şi $B_0$ = 40 cm avem:

Pentru:

$y$ = 1 dm: $z = \frac{4 \cdot H_0}{B_0^2} = \frac{4}{16} = \frac{1}{4}$ dm

$y$ = 2 dm: $z = \frac{16 \cdot H_0}{B_0^2} = \frac{16}{16} = 1$ dm

$y$ = 3 dm: $z = \frac{36 \cdot H_0}{B_0^2} = \frac{36}{16} = 2{,}25$ dm

$z$ secţiunea $x$ avem:

$$z \equiv H_x = H_0 \left(\frac{y}{\frac{1}{2}B_0}\right)^2 = H_0\left[1 - \left(\frac{x}{l}\right)^p\right]$$

$$y = \frac{1}{2}B_0\left[1 - \left(\frac{x}{l}\right)^p\right]^{\frac{1}{2}}$$

Dar:

$$B_x = 2|y| = B_0\left[1 - \left(\frac{x}{l}\right)^p\right]^{\frac{1}{2}}$$

$$A_x = \frac{2}{3}B_x \cdot H_x = \frac{2}{3}H_0 \cdot B_0\left[1 - \left(\frac{x}{l}\right)^p\right]^{\frac{3}{2}}$$

Volumul de apă acumulat $V_{ab}$ în brazdă rezultă:

$$V_{ab}=\int_0^l A_x\cdot dx=\frac{2}{3}B_0\cdot H_0\int_0^l\left[1-\left(\frac{x}{l}\right)^p\right]^{\frac{3}{2}}\cdot dx$$

Efectuăm schimbarea de variabilă

$$z=\left(\frac{x}{l}\right)^p$$

$$dz=\frac{p}{l}\left(\frac{x}{l}\right)^{p-1}dx$$

sau

$$dx=\frac{l}{p}\left(\frac{x}{l}\right)^{1-p}dz$$

$$V_{ab}=\frac{2}{3}B_0\cdot H_0\frac{l}{p}\int_0^1(1-z)^{\frac{3}{2}}\cdot z^{\frac{1-p}{p}}dz$$

$$V_{ab}=\frac{2}{3}B_0\cdot H_0\frac{l}{p}\int_0^1(1-z)^{\frac{5}{2}-1}\cdot z^{\frac{1}{p}-1}dz \qquad (22.3)$$

Ultima formulă (22.3) reprezintă integrala Euler de speţa întâi sau funcţia beta (β) şi obţinem:

$$V_{ab}=\frac{2}{3}B_0H_0\frac{l}{p}B\left(\frac{5}{2},\frac{1}{p}\right)=\frac{1}{p}B\left(\frac{5}{2},\frac{1}{p}\right)A_0l \quad (22.4)$$

Trecând de la funcţia beta la funcţia gama (Γ, funcţia factorială sau integrala Euler de speţa a doua), prin relaţia:

$$B(p,q)=\frac{\Gamma(p)\cdot\Gamma(q)}{\Gamma(p+q)} \qquad (22.5)$$

obţinem:

$$B\left(\frac{5}{2},\frac{1}{p}\right)=\frac{\Gamma\left(\frac{5}{2}\right)\cdot\Gamma\left(\frac{1}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{5}{2}+\frac{1}{p}\right)}$$

Calculăm separat:

$$\Gamma\left(\frac{5}{2}\right)=\Gamma\left(2+\frac{1}{2}\right)=\frac{3\sqrt{\pi}}{4}$$

$$\Gamma\left(\frac{5}{2}+\frac{1}{p}\right)=\Gamma\left(1+\frac{3}{2}+\frac{1}{p}\right)=$$

$$=\left(\frac{3}{2}+\frac{1}{p}\right)\Gamma\left(\frac{3}{2}+\frac{1}{p}\right)=\left(\frac{3}{2}+\frac{1}{p}\right)\Gamma\left(1+\frac{1}{2}+\frac{1}{p}\right)=$$

$$=\left(\frac{3}{2}+\frac{1}{p}\right)\left(\frac{1}{2}+\frac{1}{p}\right)\Gamma\left(\frac{1}{2}+\frac{1}{p}\right)=$$

$$=\frac{(3p+2)(p+2}{4p^2}\Gamma\left(\frac{1}{2}+\frac{1}{p}\right)$$

$$V_{ab}=\frac{2}{3}B_0H_0\frac{l}{p}\frac{\frac{3}{4}\sqrt{\pi}\Gamma\left(\frac{1}{p}\right)}{\frac{(3p+2)(p+2}{4p^2}\Gamma\left(\frac{1}{2}+\frac{1}{p}\right)}$$

$$V_{ab}=\frac{p\sqrt{\pi}B_0H_0\cdot l}{\left(1+\frac{3}{2}p\right)(p+2)}\frac{\Gamma\left(\frac{1}{p}\right)}{\Gamma\left(\frac{1}{2}+\frac{1}{p}\right)}=C_{pb}B_0H_0\cdot l$$

(22.6)

Trecerea de la funcţia beta la funcţia gama a fost necesară deoarece valorile funcţiei gama se găsesc în tabele matematice (tabelul 22.1).

De asemenea, folosim notaţia $C_{pb}$, coeficientul de formă pentru brazde:

$$V_{ab}=\frac{p\sqrt{\pi}}{\left(1+\frac{3}{2}p\right)(p+2)}\frac{\Gamma\left(\frac{1}{p}\right)}{\Gamma\left(\frac{1}{2}+\frac{1}{p}\right)}$$

cu valorile:

Pentru $p$ = 1: $C_{pb}=\frac{\sqrt{\pi}}{\left(1+\frac{3}{2}\right)\cdot 3}\frac{1}{\frac{\sqrt{\pi}}{2}}=\frac{1}{15}=0,268$

Pentru $p$ = 2: $C_{pb}=\frac{2\sqrt{\pi}}{4\cdot 4}\sqrt{\pi}=\frac{\pi}{8}=0,393$

Pentru $p$ = 3: $C_{pb}=\frac{3\sqrt{\pi}}{(1+4,5)\cdot 5}\frac{\Gamma\left(\frac{1}{3}\right)}{\Gamma\left(\frac{5}{6}\right)}$

Calculăm separat:

$$\Gamma\left(1+\frac{1}{3}\right)=\frac{1}{3}\Gamma\left(\frac{1}{3}\right)$$

Din tab. 22.1 avem:

$$0,8934=\frac{1}{3}\Gamma\left(\frac{1}{3}\right)$$

$$\Gamma\left(\frac{1}{3}\right)=2,68$$

$$\Gamma\left(1+\frac{5}{6}\right)=\frac{5}{6}\Gamma\left(\frac{5}{6}\right)$$

$$0,9397=\frac{5}{6}\Gamma\left(\frac{5}{6}\right)$$

$$\Gamma\left(\frac{5}{6}\right)=1,12$$

şi rezultă pentru p = 3:

$$C_{pb}=\frac{3\sqrt{\pi}}{5,5\cdot 5}\frac{2,68}{1,12}=0,46$$

**Tabelul 22.1.** Valorilor funcţiei Γ(1+*x*) (după André Angot)

| *x* | *n* | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,0 | 0,9 | | 943 | 888 | 835 | 784 | 735 | 687 | 642 | 597 | 555 |
| 1 | | 514 | 474 | 436 | 399 | 364 | 330 | 298 | 267 | 327 | 209 |
| 2 | | 182 | 156 | 131 | 108 | 085 | 064 | 044 | 025 | 007 | *990 |
| 3 | 0,8 | 975 | 960 | 946 | 934 | 922 | 912 | 902 | 893 | 885 | 879 |
| 4 | | 873 | 868 | 864 | 860 | 858 | 857 | 856 | 856 | 857 | 859 |
| 5 | | 862 | 866 | 870 | 876 | 882 | 889 | 896 | 905 | 914 | 924 |
| 6 | | 935 | 947 | 959 | 972 | 986 | *001 | *017 | *033 | *050 | *068 |
| 7 | 0,9 | 086 | 106 | 126 | 147 | 168 | 191 | 214 | 238 | 262 | 288 |
| 8 | | 314 | 341 | 368 | 397 | 426 | 456 | 487 | 518 | 551 | 584 |
| 9 | | 618 | 652 | 688 | 724 | 761 | 799 | 837 | 877 | 917 | 958 |
| 1,0 | 1,0 | 000 | 043 | 086 | 131 | 176 | 222 | 269 | 316 | 365 | 415 |
| 1 | | 465 | 516 | 568 | 621 | 675 | 730 | 786 | 842 | 900 | 959 |
| 2 | 1,1 | 018 | 078 | 140 | 202 | 266 | 330 | 395 | 462 | 529 | 598 |
| 3 | | 667 | 738 | 809 | 882 | 956 | »031 | *107 | *184 | *262 | *341 |
| 4 | 1,2 | 442 | 503 | 586 | 670 | 756 | 842 | 930 | *019 | *109 | *201 |
| 5 | 1,3 | 293 | 388 | 483 | 580 | 678 | 777 | 878 | 981 | *084 | *690 |
| 6 | 1,4 | 296 | 404 | 514 | 625 | 738 | 852 | 967 | *085 | *204 | *325 |
| 7 | 1,5 | 447 | 571 | 696 | 824 | 953 | *084 | *216 | *351 | *487 | *625 |
| 8 | 1,6 | 765 | 907 | *051 | *191 | *344 | *494 | *646 | *799 | *955 | **113 |
| 9 | 1,8 | 274 | 436 | 600 | 767 | 936 | *108 | *281 | *457 | *636 | *816 |
| 2,0 | 2 | 000 | 019 | 037 | 057 | 076 | 095 | 115 | 136 | 156 | 177 |
| 1 | | 198 | 219 | 240 | 262 | 284 | 307 | 330 | 353 | 376 | 400 |
| 2 | | 424 | 448 | 473 | 498 | 524 | 549 | 575 | 602 | 629 | 656 |
| 3 | | 683 | 711 | 740 | 768 | 798 | 827 | 856 | 888 | 918 | 950 |
| 4 | | 981 | *013 | *046 | *079 | *112 | *146 | *181 | 216 | *251 | *287 |
| 5 | 3 | 323 | 360 | 398 | 436 | 474 | 513 | 553 | 593 | 634 | 675 |
| 6 | | 717 | 760 | 803 | 846 | 891 | 936 | 981 | *028 | *075 | *122 |
| 7 | 4 | 171 | 220 | 269 | 320 | 311 | 423 | 476 | 529 | 583 | 638 |
| 8 | | 694 | 751 | 808 | 867 | 926 | 986 | *047 | -108 | *171 | *235 |
| 9 | 5 | 299 | 365 | 431 | 499 | 567 | 637 | 707 | 779 | 851 | 925 |
| 3,0 | 6 | 000 | 076 | 153 | 231 | 311 | 391 | 473 | 556 | 640 | 726 |
| 1 | | 813 | 901 | 990 | *081 | *173 | *267 | *362 | *458 | *556 | *656 |
| 2 | 7 | 757 | 859 | 963 | *069 | *176 | *285 | *396 | *508 | *622 | *738 |
| 3 | 8 | 855 | 975 | *096 | *219 | *344 | *471 | *600 | *731 | *864 | *999 |
| 4 | 10 | 136 | 275 | 417 | 561 | 707 | 855 | *005 | *158 | *314 | *471 |
| 5 | 11 | 632 | 795 | 960 | *128 | *299 | *472 | *648 | *827 | **009 | **194 |
| 6 | 13 | 381 | 572 | 766 | 962 | *162 | *366 | *572 | *782 | *995 | **211 |
| 7 | 15 | 431 | 655 | 882 | *113 | *348 | *586 | *829 | **075 | *325 | **579 |
| 8 | 10x1 | 784 | 810 | 837 | 864 | 891 | 920 | 948 | 977 | *006 | *036 |
| 9 | 10x2 | 067 | 098 | 129 | 161 | 194 | 227 | 260 | 294 | 329 | 364 |

Coloana notată cu *n* dă prima sau primele două cifre ale numărului căutat. Astfel, Γ(l + 1,23) = 1,1/202.

Semnul * ne arată că trebuie luat numărul *n* care urmează. Semnul ** ne arată că trebuie să luăm numărul *n* mărit cu doi (2) sau cu 02.

În timp ce Γ(l + 3,72) = 15,882, avem Γ(l + 3,73) = 16 / 113 şi Γ(l + 3,77) = 17/0,75.

În ultimele două linii ale tabelului, numărul *n* este 1 sau 2, iar 10 este un factor. Astfel, Γ(l + 3,90) = 10 x 2,067 = 20,67.

În formula (22.4)

$$V_{ab} = \frac{1}{p} B\left(\frac{5}{2}, \frac{1}{p}\right) A_0 l$$

expresia lui $A_0$ se aproximează la:

$$A_0 = 0,43 \frac{q_0^{0,6}}{i_b^{0,28}}$$

(22.7)

unde:

$A_0$ – secţiunea de curgere amonte a brazdei, $dm^2$

$q_0$ – debitul de alimentare al brazdei, în l/s

$i_b$ – panta longitudinală a brazdei, în procente.

## 22.2.2. CALCULUL VOLUMULUI DE APĂ INFILTRAT ÎN SOL, LA UDAREA PE FÂŞII SAU BRAZDE

Volumul infiltrat $V_h$ se consideră pe durata $t$ din momentul începerii alimentării cu apă.

Se consideră funcţiile de avans şi de infiltraţie:

$$x = a \cdot t_a^b$$

$$h = \alpha \cdot \tau^{\beta}$$

Relaţia de infiltraţie trebuie interpretată ca o relaţie ce exprimă volumul sau coloana de apă infiltrată în timpul τ pe unitatea de lăţime a fâşiei (sau distanţa între brazde) şi unitatea de lungime ce se află la distanţa $x$ faţă de secţiunea de alimentare.

Cunoscând argumentul $\tau = t - t_a$, se poate stabili ecuaţia profilului longitudinal al cantităţii de apă infiltrată.

Din ecuaţia de avans se obţine:

$$t_a = \left(\frac{x}{a}\right)^{\frac{1}{b}}$$

rezultând frontul de înaintare:

$$l = a \cdot t^b$$

$$t = \left(\frac{l}{a}\right)^{\frac{1}{b}}$$

Înlocuind în ecuaţia de infiltraţie obţinem:

$$h_x = \alpha \cdot \tau^{\beta} =$$
$$= \alpha\left[t - t_a\right]^{\beta} =$$
$$= \alpha\left[t - \left(\frac{x}{a}\right)^{\frac{1}{b}}\right]^{\beta}$$

şi reprezintă ecuaţia profilului longitudinal al cantităţii de apă infiltrată.

Efectuând integrarea elementului diferenţial $(h_x \cdot dx)$ rezultă volumul de apă infiltrat în timpul *t* pe întreaga lungime parcursă *1*, fig. 22.4.

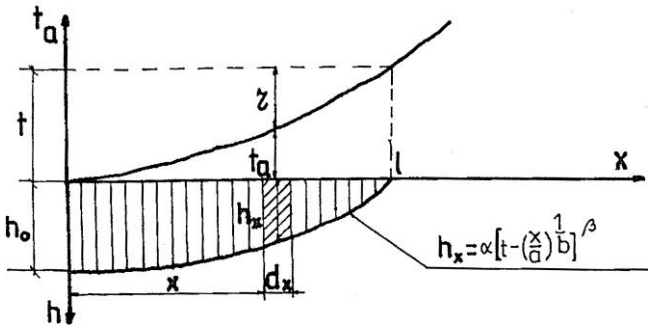



**Fig. 22.4.** Reprezentarea volumului de apă infiltrat în sol.

### 22.2.2.1. Volumul de apă infiltrat la udarea pe fâşii

$$V_{hf} = \int_0^l h_x \cdot 1\,\text{m} \cdot dx = \int_0^l \alpha\left[t - \left(\frac{x}{a}\right)^{\frac{1}{b}}\right]^{\beta} dx =$$

$$= \int_0^l \alpha\left[\left(\frac{l}{a}\right)^{\frac{1}{b}} - \left(\frac{x}{a}\right)^{\frac{1}{b}}\right]^{\beta} dx$$

$$V_{hf} = \alpha\left(\frac{l}{a}\right)^{\frac{\beta}{b}} \int_0^l \left[1 - \left(\frac{x}{l}\right)^{\frac{1}{b}}\right]^{\beta} dx \qquad (22.8)$$

$$I_0 = \int_0^l \alpha\left[1 - \left(\frac{x}{l}\right)^{\frac{1}{b}}\right]^{\beta} dx$$

asupra căreia facem următoarele calcule, schimbăm variabila cu

$$z = \left(\frac{x}{l}\right)^{\frac{1}{b}}$$

$$dz = \frac{\sqrt[b]{\frac{x}{l}}}{b \cdot \frac{x}{l}} \cdot \frac{1}{l} dx$$

$$dx = b \cdot l \cdot z^{b-1} dz = b \cdot l \cdot B(b, \beta+1)$$

$$V_{hf} = \frac{\alpha \cdot b}{a^{\frac{\beta}{b}}} \cdot l^{1+\frac{\beta}{b}} \cdot B(b, \beta+1) \qquad (22.9)$$

### 22.2.2.2. Volumul de apă infiltrat la udarea pe brazde

Se obţine similar ca şi la udarea pe fâşii, cu modificarea de lăţime de la 1 m la distanţa între brazde *d*.

$$V_{hb} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d}{a^{\frac{\beta}{b}}} \cdot l^{1+\frac{\beta}{b}} \cdot B(b, \beta+1) \qquad 22.10)$$

## 22.2.3. CALCULUL AVANS-INFILTRAŢIE

Folosind ecuaţia de continuitate avem:
La *udarea prin scurgere pe fâşii:*

$$q_f \cdot t = V_{af} + V_{hf}$$

$$q_f \cdot t = H_0 \cdot l \cdot \frac{p}{p+1} + \frac{\alpha \cdot b \cdot l^{1+\frac{\beta}{b}}}{a^{\frac{\beta}{b}}} \cdot B(b, \beta+1)$$

Substituind:

$$l = a \cdot t^b$$

$$q_f \cdot t = a \cdot t^b \left[H_0 \frac{p}{p+1} + \frac{\alpha \cdot b \cdot l^{\frac{\beta}{b}}}{a^{\frac{\beta}{b}}} \cdot B(b, \beta+1)\right]$$

$$l = \left[\left(\frac{q_f}{a} \cdot t^{1-b} - \frac{p}{p+1} H_0\right) \frac{a^{\frac{\beta}{b}}}{\alpha \cdot b \cdot B(b, \beta+1)}\right]^{\frac{b}{\beta}} \qquad (22.11)$$

Notaţii:
Coeficient de debit:

$$K_d = \frac{q_f}{a}$$

Coeficientul volumului acumulat la suprafaţă:

$$K_a = \frac{p}{p+1} H_0$$

Coeficientul volumului infiltrat;

$$K_h = \frac{a^{\frac{\beta}{b}}}{\alpha \cdot b \cdot B(b, \beta+1)} = \frac{a^{\frac{\beta}{b}}}{\alpha \cdot b} \cdot \frac{\Gamma(1+b+B)}{\Gamma(b) \cdot \Gamma(1+B)}$$

Expresia funcţiei de avans infiltraţie la udarea pe fâşii devine:

$$l = \left[ (K_d \cdot t^{1-b} - K_a) \cdot K\hbar \right]^{\frac{b}{\beta}} \qquad (22.12)$$

*La udarea prin scurgere pe brazde:*

$$q_0 \cdot t = V_{ab} + V_{hb}$$

$$q_0 \cdot t = \frac{1}{p} A_0 l \cdot B\left(\frac{5}{2}, \frac{1}{p}\right) + \frac{\alpha bd \cdot l^{1+\frac{\beta}{b}}}{a^{\frac{\beta}{b}}} B(b, \beta+1)$$

$$q_0 \cdot t = \frac{1}{p} A_0 \cdot a \cdot t^b \cdot B\left(\frac{5}{2}, \frac{1}{p}\right) + \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot a \cdot t^b l^{\frac{\beta}{b}}}{a^{\frac{\beta}{b}}} B(b, \beta+1) \qquad (22.13)$$

$$l = \left[ \frac{q_0}{a} t^{1-b} - \frac{A_0}{p} B\left(\frac{5}{2}, \frac{1}{p}\right) \frac{a^{\frac{\beta}{b}}}{\alpha bd \cdot B(b, \beta+1)} \right]^{\frac{b}{\beta}}$$

Notaţii:

$$K_d = \frac{q_0}{a}$$

$$K_a = \frac{A_0}{p} B\left(\frac{5}{2}, \frac{1}{p}\right)$$

$$K_h = \frac{a^{\frac{\beta}{b}}}{\alpha bd \cdot B(b, \beta+1)} = \frac{a^{\frac{\beta}{b}}}{\alpha bd} \frac{\Gamma(1+b+\beta)}{\Gamma(b) \cdot \Gamma(1+\beta)}$$

Expresia funcţiei de avans – infiltraţie la udarea pe brazde va avea aceeaşi formă ca în relaţia (22.12), doar valoarea coeficienţilor $K_d$, $K_a$, $K_h$, diferă.

$$l = \left[ (K_d \cdot t^{1-b} - K_a) \cdot K_h \right]^{\frac{b}{\beta}} \qquad (22.14)$$

## 22.2.4. RELAŢII ÎNTRE COEFICIENŢII FUNCŢIEI DE INFILTRAŢIE ŞI COEFICIENŢII FUNCŢIEI DE AVANS

Pentru comandarea studiilor necesare proiectării amenajărilor de irigaţii în brazde sunt necesare studii referitoare la funcţia de infiltraţie şi funcţia de avans a apei pe brazde. Se poate renunţa la studiul în teren al unei funcţii dacă vom pune în evidenţă legătura dintre aceşti coeficienţi astfel: considerând în momentul $t$ când se întrerupe alimentarea că volumul de apă acumulat la suprafaţa solului se va infiltra după un timp oarecare, se poate admite ipoteza că volumul distribuit $q \cdot t$ să fie în final egal cu volumul de apă infiltrat, nedepinzând de lungimea $l$ în această relaţie.

La udarea prin scurgere pe fâşii:

$$q_f \cdot t = \frac{\alpha \cdot b}{a^{\frac{\beta}{b}}} l^{1+\frac{\beta}{b}} \cdot B(b, \beta+1)$$

şi pentru>

$$l = a \cdot t^b$$

$$t = \left(\frac{l}{a}\right)^{\frac{1}{b}}$$

avem:

$$q_f \left(\frac{l}{a}\right)^{\frac{1}{b}} = \frac{\alpha \cdot b}{a^{\frac{\beta}{b}}} \cdot l^{\frac{b+\beta}{b}} \cdot B(b, \beta+1)$$

Pentru ca să se simplifice cu $l$, trebuie ca

$$b + \beta = 1 \qquad (22.15)$$

şi rămâne:

$$q_f = \alpha \cdot b \cdot a^{\frac{1-\beta}{b}} \cdot B(b, \beta+1) \qquad (22.16)$$

*La udarea prin scurgere pe brazde:*

$$q_0 \cdot t = \frac{\alpha \cdot b \cdot d}{a^{\frac{\beta}{b}}} \cdot l^{1+\frac{\beta}{b}} \cdot B(b, \beta+1)$$

Rezultă similar:

$$b + \beta = 1$$

şi

$$q_0 = \alpha \cdot b \cdot d \cdot a^{\frac{1-\beta}{b}} \cdot B(b, \beta+1) \qquad (22.17)$$

Cele trei relaţii 22.15 – 22.17 ne ajută să calculăm unii parametrii experimentali în funcţie de alţii determinaţi.

Dacă, de exemplu, s-a studiat infiltraţia cumulată în regim staţionar $h = \alpha \cdot \tau^{\beta}$, atunci parametrii curbei de avans $a$ şi $b$ din relaţia $x = a \cdot t_a^b$ se pot calcula astfel:

$$b = 1 - \beta \qquad (22.18)$$

iar coeficientul $a$ depinde de metoda de udare astfel:

– la udarea pe fâşii:

$$q_f = \alpha(1-\beta) a \frac{\Gamma(b) \cdot \Gamma(\beta+1)}{\Gamma(1+b+\beta)}$$

$$a = \frac{q_f}{\alpha \cdot \Gamma(2-\beta) \cdot \Gamma(1+\beta)} \qquad (22.19)$$

– la udarea pe brazde:

$$a = \frac{q_0}{\alpha \cdot d \cdot \Gamma(2-\beta) \cdot \Gamma(1+\beta)} \qquad (22.20)$$

Invers, dacă se cunosc coeficienţii funcţiei de avans, se pot calcula coeficienţii funcţiei de infiltraţie α şi β cu relaţiile:

$$\beta = 1 - b \qquad (22.21)$$

$$\alpha = \frac{q_f}{a \cdot \Gamma(1+b) \cdot \Gamma(2-b)} \qquad (22.22)$$

la udarea pe fâşii şi

$$\alpha = \frac{q_f}{a \cdot d \cdot \Gamma(1+b) \cdot \Gamma(2-b)} \qquad (22.23)$$

la udarea pe brazde.

## 22.2.5. LUNGIMEA MAXIMĂ A BRAZDELOR

Lungimea maximă a brazdelor se determină din ecuaţia de avans şi din condiţia asigurării normei de udare în timpul necesar de înaintare a apei până la capătul aval, astfel:

Ecuaţia de avans:

$$x = a \cdot t_a^b \, b \qquad (22.24)$$

Ecuaţia de continuitate:

$$m \cdot d \cdot x = 600 \cdot q_0 \cdot t_a \qquad (22.25)$$

sau:

$$t_a = \frac{m \cdot d}{600 \cdot q_0} \cdot x = c \cdot x \qquad (22.26)$$

unde:

$$c = \frac{m \cdot d}{600 \cdot q_0}$$

în care:

$d$, $x$ (m); $t_a$ (minute); $q_0$ (l/s), $m$ ($m^3$/ha)

Reprezentând în fig. 22.5 aceste două ecuaţii – 22.24 şi 22.26, obţinem punctul de intersecţie A care ne indică lungimea brazdei $L_n$ la care în timpul $t_n$ s-a asigurat şi norma de udare necesară.

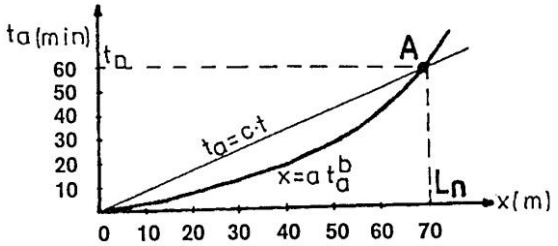



**Fig. 22.5.** Stabilirea lungimii maxime a brazdei de udare.

Soluţia analitică se obţine din soluţiile ecuaţiilor (22.24) şi (22.26).

$$t_n = c \cdot a \cdot t_n^b$$

$$t_n = (c \cdot a)^{\frac{1}{1-b}} \qquad (22.27)$$

$$L_n = a \cdot \left[ (a \cdot c)^{\frac{1}{1-b}} \right]^b$$

$$L_n = \left( a \cdot c^b \right)^{\frac{1}{1-b}} \qquad (22.28)$$

## 22.2.6. VITEZA DE INFILTRAŢIE ŞI INFILTRAŢIA CUMULATĂ

Ecuaţia vitezei de infiltraţie după Kosteakov considerată ca satisfăcătoare pentru duratele de udare ale irigaţiei prin scurgere la suprafaţă, reprezentată în fig. 22.6, prin integrare se obţine infiltraţia cumulată.

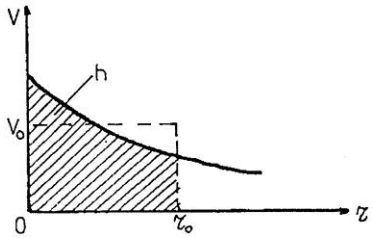



**Fig. 22.6.** Reprezentarea vitezei de infiltraţie a apei în sol.

Ecuaţia vitezei de infiltraţie

$$v = \alpha_0 \cdot \tau^{-\beta_0} \qquad (22.29)$$

în care:

$v$ = viteza de infiltraţie (mm/oră, mm/min.) la timpul $\tau$ (ore, min) considerat din momentul alimentării cu apă.

$\alpha_0$ = coeficient ce reprezintă viteza de infiltraţie la momentul $\tau = 1$.

$\beta_0$ = exponent adimensional cu valori cuprinse între 0 şi –1.

Integrând ecuaţia vitezei de infiltraţie, obţinem infiltraţia cumulată:

$$h = \frac{\alpha_0}{1-\beta_0} \cdot \tau^{1-\beta_0} \qquad (22.30)$$

unde:

$h$ în (mm) este cantitatea de apă infiltrată.

Valoarea vitezei medii de infiltraţie $V_0$ pe durata $\tau_0$ rezultă:

$$V_0 = \frac{h(\tau_0)}{\tau_0} = \frac{\alpha_0}{1-\beta_0} \cdot \tau_0^{-\beta_0} \qquad (22.31)$$

Infiltraţia cumulată $I_c$ se determină la diferite intervale; astfel, pentru capătul amonte:

$$h = I_c = \frac{\alpha_0}{1-\beta_0} \cdot \tau^{1-\beta_0} = \alpha \cdot \tau^{\beta} \qquad (22.32)$$

de unde avem şi corelaţia între coeficienţii vitezei de infiltraţie a apei în sol şi coeficienţii infiltraţiei cumulate:

$$\alpha = \frac{\alpha_0}{1-\beta_0} \qquad (22.33)$$

$$\beta = 1-\beta_0$$

Ecuaţia care reprezintă profilul de apă infiltrată în sol în lungul brazdei la momentul $t$ este:

$$h_x = \frac{\alpha_0}{1-\beta_0} \left[ t - \left( \frac{x}{a} \right)^{\frac{1}{b}} \right]^{1-\beta_0}$$

sau

$$h_x = \alpha\left[t - \left(\frac{x}{a}\right)^{\frac{1}{b}}\right]^{\beta} \qquad (22.34)$$

## 22.2.7. RANDAMENTUL IRIGAŢIEI PRIN SCURGERE LA SUPRAFAŢĂ

Reprezentând în fig. 22.7 ecuaţiile:

1. $x = a \cdot t_a^b$
2. $t_a = c \cdot x$
3. $h = \alpha \cdot \tau^{\beta}$
4. $h_x = \alpha\left[t - \left(\frac{x}{a}\right)^{\frac{1}{b}}\right]^{\beta}$

se poate evidenţia:

1. – Norma de udare necesară:

$$h_n = \frac{m \cdot d}{10.000}$$

în care: $h_n$ – în $m^3$/m, $m$ – în $m^3$/ha, $d$ – în m.

2. – Norma de udare aplicată în secţiunea amonte de udare:

$$h_0 = \alpha \cdot t_n^{\beta}$$

3. – Volumul de apă distribuit

$$V_d = q \cdot t_n$$

4. – Volumul de apă pierdut, $V_p$

5. – Volumul de apă deficitar, $V_{dp}$

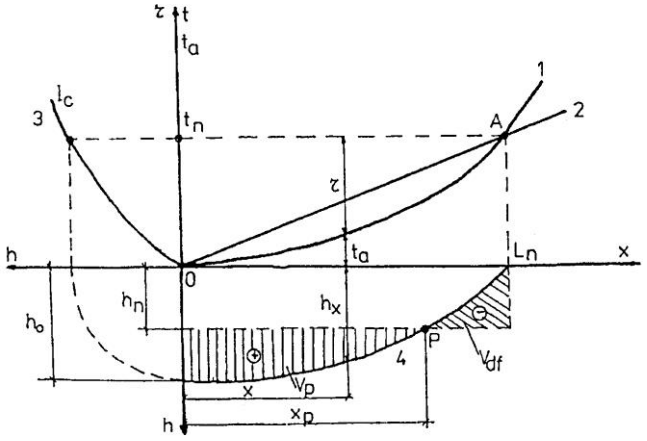



**Fig. 22.7.** Reprezentarea elementelor udării pe brazde.

Randamentul irigaţiei prin scurgere la suprafaţă se exprimă prin:

$$\eta = \frac{V_d - V_p}{V_d} \cdot 100 \qquad (22.35)$$

Se recomandă ca valoarea randamentului $\eta \geq 85\%$.

Volumul de apă pierdut, adică aplicat peste norma de udare necesară şi cu care se resimte în partea amonte se calculează la udarea pe brazde cu relaţia:

$$V_p = d\left[\int_0^{x_p} h_x \cdot d_c - h_n \cdot x_p\right] \qquad (22.36)$$

Pentru calcule mai uşoare se propune pentru infiltraţia cumulată în lungul brazdei o altă expresie, şi anume:

$$h_x = h_0\left[1 - \left(\frac{x}{L_n}\right)^{\gamma}\right] \qquad (22.37)$$

Pentru determinarea exponentului γ vom identifica expresia volumului de apă infiltrat în brazde scrise; conform relaţiilor 22.10 şi 22.37 obţinem:

$$V_{hb} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d}{a^{\frac{\beta}{b}}} \cdot l^{1+\frac{\beta}{b}} \cdot B(b, \beta+1)$$

$$V_{hb} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d}{a^{\frac{\beta}{b}}} \cdot l^{1+\frac{\beta}{b}} \cdot \frac{\Gamma(b) \cdot \Gamma(\beta+1)}{\Gamma(b+\beta+1)} \qquad (22.38)$$

$$V_{hb\gamma} = d\int_0^{L_n} h_x \cdot dx = d\int_0^{L_n} h_0\left[1 - \left(\frac{x}{L_n}\right)^{\gamma}\right]dx$$

$$V_{hby} = d \cdot L_n \cdot h_0 \frac{\gamma}{1+\gamma} \qquad (22.39)$$

Din identificarea relaţiilor 22.38 şi 22.39, avem:

$$\frac{\alpha \cdot b \cdot d}{a^{\frac{\beta}{b}}} \cdot l^{1+\frac{\beta}{b}} \cdot \frac{\Gamma(b) \cdot \Gamma(\beta+1)}{\Gamma(b+\beta+1)} = d \cdot L_n \cdot h_0 \frac{\gamma}{1+\gamma}$$

De asemenea ştim că:

$$t = \left(\frac{l}{a}\right)^{\frac{1}{b}}$$

$$t_n = \left(\frac{L_n}{a}\right)^{\frac{1}{b}}$$

$$h_x = \alpha\left[t - \left(\frac{x}{a}\right)^{\frac{1}{b}}\right]^{\beta}$$

$$t = t_n$$

$$x = 0$$

$$h_x = h_0$$

$$h_0 = \alpha \cdot t_n^{\beta}$$

Rezultă:

$$\alpha \cdot b \cdot t_n^{\beta} \cdot \frac{\Gamma(b) \cdot \Gamma(\beta+1)}{\Gamma(b+\beta+1)} = \alpha \cdot t_n^{\beta} \cdot \frac{\gamma}{1+\gamma}$$

$$b \cdot \frac{\Gamma(b) \cdot \Gamma(\beta+1)}{\Gamma(b+\beta+1)} = \frac{\gamma}{1+\gamma}$$

$$b \cdot \frac{\Gamma(b) \cdot \Gamma(\beta+1)}{\Gamma(b+\beta+1)} = \gamma\left[1 - b\frac{\Gamma(b) \cdot \Gamma(\beta+1)}{\Gamma(b+\beta+1)}\right]$$

$$\gamma = \frac{\Gamma(b+1)\cdot\Gamma(\beta+1)}{\Gamma(b+\beta+1)-\Gamma(b+1)\cdot\Gamma(\beta+1)} \qquad (22.40)$$

$$V_p = d\int_0^{x_p} h_0\left[1-\left(\frac{x}{L_n}\right)^{\gamma}\right]dx - d\cdot h_n\cdot x_p$$

$$I = \int_0^{x_p}\left[1-\left(\frac{x}{L_n}\right)^{\gamma}\right]dx = x_p - \frac{1}{L_n^{\gamma}}\cdot\frac{x_p^{\gamma+1}}{\gamma+1}$$

$$V_p = d\cdot h_0\left(x_p - \frac{1}{L_n^{\gamma}}\cdot\frac{x_p^{\gamma+1}}{\gamma+1}\right) - d\cdot h_n\cdot x_p \qquad (22.41)$$

$$V_{df} = d\cdot h_n\cdot L_n - \left(V_{hb\gamma} - V_p\right) \qquad (22.42)$$

## 22.2.8 PROIECTAREA AMENAJĂRILOR DE IRIGAŢII PE BRAZDE DE LUNGIME VARIABILĂ ÎNTR-UN SEZON

Ţinând seamă de micşorarea vitezei de infiltrare a apei în sol de la o udare la alta, este posibilă lungirea brazdei, de la udarea I-a la udarea a II-a etc.

Udarea pe brazde trebuie bine corelată cu lucrările de prăşit mecanic, executate de plugul cu rariţe, care realizează şi brazdele de udare. Această lucrare de prăşit este posibilă doar în prima perioadă de vegetaţie a culturii, când talia este încă joasă.

În consecinţă, la culturi de talie înaltă udările consecutive nu pot fi precedate de prăşitul mecanic, astfel permeabilitatea solului în brazda de udare scade de la o udare la alta, făcând posibilă udarea pe brazde din ce în ce mai lungi în cadrul unui sezon de vegetaţie.

În continuare se prezintă metodica de calcul a lungimii brazdelor la trei udări succesive, pe un sol cernoziom cambic gleizat la bază.

Au rezultat următoarele viteze de infiltraţie în brazdă înaintea udărilor:

$$\begin{aligned} &\text{Udarea I-a:} && V = 35{,}937\cdot\tau^{-0{,}7061}\\ &\text{Udarea a II-a:} && V = 28{,}140\cdot\tau^{-0{,}6950}\\ &\text{Udarea a III-a:} && V = 22{,}353\cdot\tau^{-0{,}6889} \end{aligned} \qquad (22.43)$$

în care: $V$ (mm/oră) şi $x$ (ore) reprezentate în fig. 22.8.

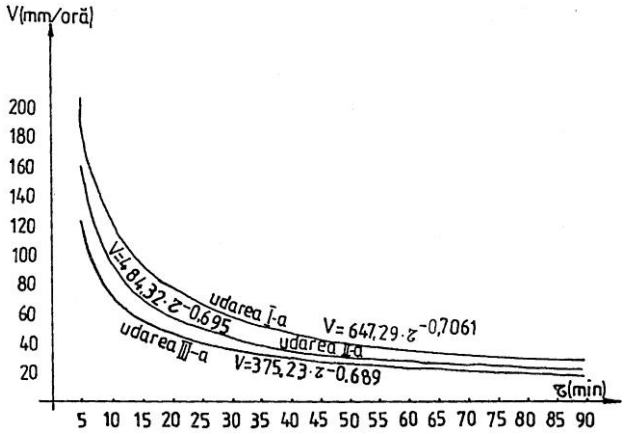



**Fig. 22.8.** Reprezentarea vitezelor de infiltraţie a apei în sol la cele trei udări.

Conform metodei de calcul prezentate putem determina elementele irigaţiei pe brazde pentru cele trei udări consecutive cu scopul de a stabili o schemă de udare cu lungimi variabile în cadrul unui sezon de vegetaţie.

### 22.2.8.1. Determinarea elementelor de proiectare la prima udare

Infiltraţia cumulată se obţine integrând viteza de infiltraţie.

$$h = \frac{\alpha_0}{1-\beta_0}\cdot\tau^{1-\beta_0} \qquad (22.44)$$

unde: $h$ (mm) şi $x$ (ore).

Funcţia infiltraţiei cumulată are expresia:

$$h = \alpha\cdot\tau^{\beta} \qquad (22.45)$$

de unde rezultă:

$$\alpha = \frac{\alpha_0}{1-\beta_0} \qquad (22.46)$$

Calculând pentru prima udare avem:

$$\alpha = \frac{35{,}937}{1-0{,}7061} = 122{,}2763$$

$$\beta = 1-0{,}7061 = 0{,}294$$

şi ecuaţia infiltraţiei cumulate într-o secţiune devine:

$$h = 122{,}2763\cdot\tau^{0{,}294} \qquad (22.47)$$

în care: $h$ (mm) şi $\tau$ (ore).

*Calculul funcţiei de avans:*

$$X = a\cdot t_a^{b} \qquad (22.48)$$

Coeficienţii $a$ şi $b$ se calculează în funcţie de coeficienţii $\alpha$ şi $\beta$ cu relaţiile:

$$a = \frac{q_0}{\alpha\cdot d\cdot\Gamma(2-\beta)\cdot\Gamma(1+\beta)} \qquad (22.49)$$

Cunoscând din calculul de nivelare capitală a terenului că panta brazdelor este $i_b$ = 2,5‰ şi admiţând un debit de alimentare a brazdei maxim neeroziv avem:

$$q_0 = \frac{6,3}{i_b(‰)} = \frac{6,3}{2,5} = 2,5 \text{ l/s} = 9 \text{ m}^3/\text{oră}$$

De asemenea, se cunoaşte norma de udare $m$ = = 700 m$^3$/ha şi distanţa între brazde $d$ = 0,8 m.

Norma de udare necesară pentru o lungime de 1 m de brazdă este:

$$h_n = \frac{m \cdot d \cdot l_m}{10.000} = \frac{700 \cdot 0,8 \cdot 1}{10.000} = 0,056 \text{ m}^3/\text{m}$$

Calculăm şi infiltraţia cumulată în aceleaşi unităţi şi avem:

$$h = 1222,763 \cdot \tau^{0,294} \qquad (22.50)$$

în care: $h$ (m$^3$/ha) şi $\tau$ (ore) sau:

$$h = \frac{1222,763 \cdot 0,8 \cdot 1}{10.000} \tau^{0,294} = 0,0978\tau^{0,294} \qquad (22.51)$$

în care: $h$ (m$^3$/m) şi $\tau$ (ore) sau:

Înlocuind, obţinem:

$$a = \frac{9}{0,0978 \cdot 0,8 \cdot \Gamma 1,71 \cdot \Gamma 1,29} =$$

$$= \frac{9}{0,0978 \cdot 0,8 \cdot 0,9160 \cdot 0,899} = 140$$

$$b = 1 - 0,294 = 0,71$$

Deci funcţia de avans va avea expresia

$$X = 140 \cdot t_a^{0,71} \qquad (22.52)$$

unde: $X$ (m) şi $t_a$ (ore).

Reţinem deci valorile coeficienţilor funcţiei de infiltraţie şi avans la udarea I-a:

$\alpha$ = 0,0978

$\beta$ = 0,294

$a$ = 140

$b$ = 0,71

*Lungimea brazdelor la prima udare* se stabileşte din condiţia ca pe lungimea $X$, de avans a apei pe brazdă, să se distribuie norma de udare necesară, adică:

$$m \cdot d \cdot x = 600 \cdot q_0 \cdot t_a \qquad (22.53)$$

în care: $m$ (m$^3$/ha); $d$, $x$ (m); $q_0$ (l/s); $t_a$ (min).

Înlocuind se obţine:

$$t_a = \frac{m \cdot d}{600 \cdot q_0} \cdot x$$

$$t_a = \frac{700 \cdot 0,8}{600 \cdot 2,5} \cdot X = 0,3733 \cdot X \qquad (22.54)$$

Sau, pentru a obţine $t_a$ (ore) şi $x$ (m) avem:

$$t_a = 0,0062 \cdot x \qquad (22.55)$$

Reprezentând funcţia de avans şi funcţia de distribuţie a normei de udare în fig. 22.9 obţinem la intersecţia lor în A:

$$x = 140 \cdot 0,0062^{0,71} \cdot x^{0,71}$$

$$x = L_n = 100 \text{ m}$$

$$t_a = 0,62 \text{ ore}$$

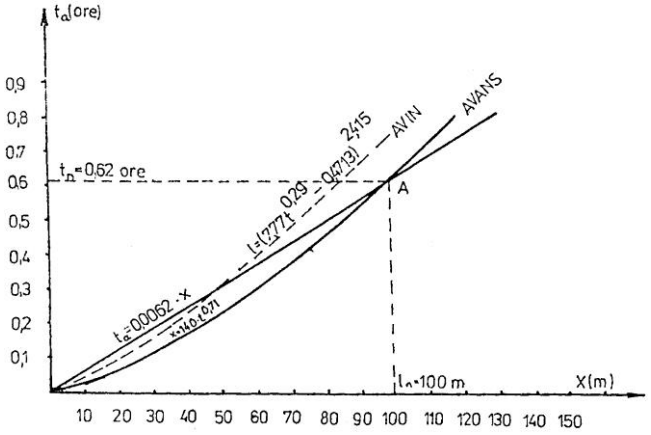



**Fig. 22.9.** Stabilirea lungimii maxime a brazdei la udarea I-a.

Se calculează secţiunea necesară a brazdei cu relaţia:

$$A_0 = \frac{0,43}{i_b^{0,28}} \cdot q_b^{0,6}$$

unde: $A_0$ (dm$^2$), $q_b$ (l/s) şi $i_b$ (%)

$q_b$ = 2,5 l/s

$i_b$ =0,25%

$$A_0 = 0,43 \frac{2,5^{0,6}}{0,25^{0,28}} = 0,43 \frac{1,7329}{0,6783} = 1,098 \text{ dm}^2$$

$$A_0 \simeq 1,1 \text{ dm}^2 = 0,011 \text{ m}^2$$

unde:

$$4H_0 = B_0$$

şi

$$A_0 = \frac{2}{3} \cdot B_0 \cdot H_0$$

Rezultă:

$B_0$ = 0,2 m şi $H_0$ = 0,05 m şi secţiunea de curgere efectivă.

$$A_0 = \frac{2}{3} B_0 H_0 = \frac{2}{3} \cdot 0,2 \cdot 0,05 = 0,0067 \text{ m}^2$$

Pentru suprafaţa liberă a apei în lungul brazdei se consideră expresia,

$$H_x = H_0 \left[ 1 - \left( \frac{x}{l} \right)^p \left( \frac{x}{l} \right)^p \right] \qquad (22.56)$$

Considerând exponentul $p$ = 2 se obţine volumul de apă acumulat deasupra solului în brazdă.

$$V_{ab} = \frac{2}{3} \cdot B_0 \cdot H_0 \cdot \frac{l}{p} B\left( \frac{5}{2}, \frac{1}{p} \right) =$$

$$= \frac{A_0}{p} \cdot \frac{\Gamma\left( \frac{5}{2} \right) \cdot \Gamma\left( \frac{1}{p} \right)}{\Gamma\left( \frac{5}{2} + \frac{1}{p} \right)} \cdot l \qquad (22.57)$$

Înlocuind datele anterioare rezultă

$$V_{ab} = \frac{0,0067}{2} \cdot \frac{\Gamma(2,5) \cdot \Gamma(0,5)}{\Gamma(3)} \cdot l =$$

$$= \frac{0,0067}{2} \cdot \frac{1,3293\sqrt{\pi}}{2} \cdot l$$

$$V_{ab} = 0,0039 \cdot l$$

în care: $V_{ab}$ ($m^3$) şi *1* (m)

Calculăm raportul dintre volumul de apă acumulat în brazdă faţă de volumul distribuit pe durata alimentării, adică procentul de acumulare în brazdă *pa*, cunoscând funcţia de avans.

$$V_{ab} = 0,0039 \cdot 140 \cdot t_a^{0,71} = 0,546 \cdot t_a^{0,71}$$

$$pa(\%) = \frac{0,546 \cdot t_a^{0,71}}{q_0 \cdot t_a} \cdot 100 = \frac{0,546 \cdot 100}{9 \cdot t_a^{0,29}} = \frac{6,0667}{t_a^{0,29}} \quad (22.58)$$

**Tabelul 22.2.** Procentele de acumulare a apei pe brazdă la udarea I-a

| $t_a$ (ore) | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| *pa* (%) | 11,8 | 9,7 | 8,6 | 7,9 | 7,4 | 7 |

*Ecuaţia de avans – infiltraţie (AVIN) la udarea I*

Volumul de apă infiltrat în brazdă are expresia:

$$V_{hb} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d}{a^{\frac{\beta}{b}}} \cdot l^{1+\frac{\beta}{b}} B(b, \beta+1) \quad (22.59)$$

şi din ecuaţia de continuitate

$$q_0 \cdot t = V_{ab} + V_{hb} \quad (22.60)$$

obţinem funcţia de avans – infiltraţie (AVIN)

$$l = \left[ \frac{q_0}{a} t^{1-b} - \frac{A_0}{p} \cdot B\left(\frac{5}{2}, \frac{1}{p}\right) \frac{a^{\frac{\beta}{b}}}{\alpha b d \cdot B(b, \beta+1} \right]^{\frac{b}{\beta}} \quad (22.61)$$

sau

$$l = \left[ \left( K_d \cdot t^{1-b} - K_a \right) \cdot K_h \right]^{\frac{b}{\beta}} \quad (22.62)$$

cu notaţiile:

$$K_d = \frac{q_0}{a}$$

$$K_a = \frac{A_0}{p} \cdot B\left(\frac{5}{2}, \frac{1}{p}\right) = \frac{A_0}{p} \frac{\Gamma\left(\frac{5}{2}\right) \cdot \Gamma\left(\frac{1}{p}\right)}{\Gamma\left(\frac{5}{2} + \frac{1}{p}\right)}$$

$$K_h = \frac{a^{\frac{\beta}{b}}}{\alpha b d \cdot B(b, \beta+1)} = \frac{a^{\frac{\beta}{b}} \cdot \Gamma(1+b+\beta)}{\alpha b d \cdot \Gamma(b) \cdot \Gamma(1+\beta)}$$

Înlocuind valorile pentru udarea I-a obţinem:

$$K_d = \frac{9}{140} = 0,0643$$

$$K_a = \frac{0,0067}{2} \cdot \frac{1,329 \cdot 1,772}{2} = 0,0039$$

$$K_h = \frac{140 \frac{0,294}{0,71}}{0,0978 \cdot 0,71 \cdot 0,8} \frac{\Gamma(2)}{\Gamma(0,71) \cdot \Gamma(1,294)}$$

$$K_h = 139,33 \frac{1}{1,2825 \cdot 0,899} = 120,84$$

Înlocuind, obţinem:

$$l = \left[ \left( 0,0643 \cdot t^{0,29} - 0,0039 \right) \cdot 120,84 \right]^{\frac{0,71}{0,294}}$$

$$l = \left( 7,77 \cdot t^{0,29} - 0,4713 \right)^{2,415} \quad (22.63)$$

unde *l* (m) şi *t* (ore).

Reprezentând în fig. 22.9, se obţine o lungime a brazdei de 60 m; se vede diferenţa datorată ipotezelor de calcul între funcţia de avans şi funcţia de avans-infiltraţie.

Vom păstra pentru udarea I-a rezultatele obţinute din funcţia de avans, ţinând seama că la udările următoare lungimile de brazdă se măresc, reţinem deci pentru lungimea brazdei 100 m şi durata de alimentare 0,62 ore.

*Randamentul udării pe brazde la udarea I-a*

Expresia randamentului udării conform notaţiilor din fig. 22.10 este:

$$\eta = \frac{V_d - V_p}{V_{df}} \cdot 100 \quad (22.64)$$

unde:

$V_d$ este volumul de apă distribuit pe brazdă;

$V_p$ este volumul de apă percolat din brazdă;

$V_{df}$ este volumul de apă deficitar pe brazdă.

În fig. 22.10 sunt reprezentate următoarele funcţii:

1. $x = a \cdot t_a^b = 140 \cdot t_a^{0,71}$ – funcţia de avans

2. $t_a = C \cdot x = 0,0062 \cdot x$ – funcţia de distribuire a normei de udare

3. $h = \alpha \cdot \tau^{\beta} = 0,0978 \cdot \tau^{0,294}$ – funcţia de infiltraţie cumulată într-o secţiune

4. $h_x = h_0 \left[ 1 - \left( \frac{x}{L_n} \right)^{\gamma} \right]$ – funcţia de infiltraţie în lungul brazdei.

Unde valoarea $h_0 = \alpha \cdot t_n^{\beta}$ o calculăm din (22.51) şi exponentul se ia după:

$$\gamma = \frac{\Gamma(b+1) \cdot \Gamma(\beta+1)}{\Gamma(1+b+\beta) - \Gamma(b+1) \cdot \Gamma(\beta+1)} \quad (22.65)$$

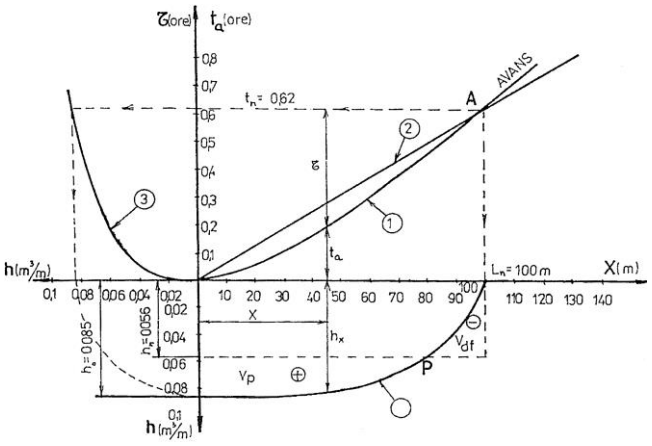



**Fig. 22.10.** Elementele brazdelor la udarea I-a.

Înlocuind, se obţine pentru udarea I-a:

$$h_0 = 0,0978 \cdot 0,62^{0,294} = 0,085 \ (\text{m}^3/\text{m})$$

$$\gamma = \frac{\Gamma(1,71) \cdot \Gamma(1,29)}{\Gamma(2) - \Gamma(1,71) \cdot \Gamma(1,29)} =$$

$$= \frac{0,9106 \cdot 0,899}{1 - 0,9106 \cdot 0,899} = 4,513$$

Expresia profilului de apă infiltrată, notată cu curba 4 în fig. 22.10, este:

$$h_x = 0,085 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{x}{100} \right)^{4,513} \right] \qquad (22.66)$$

în care $h_x$ ($\text{m}^3$/m) şi $x$ (m).

Volumul de apă infiltrat în brazdă la sfârşitul udării:

$$V_{hb\gamma} = d \cdot L_n \cdot h_0 \frac{\gamma}{1+\gamma} \qquad (22.67)$$

$$V_{hb\gamma} = 0,8 \cdot 100 \cdot 0,085 \frac{4,513}{1+4,513} = 5,566$$

(m/brazdă)

care, împreună cu apa din brazdă la sfârşitul udării:

$$V_{ab} = 0,546 \cdot t_a^{0,71} = 0,546 \cdot 0,62^{0,71} = 0,3889$$

(m/brazdă)

se compară cu volumul de apă distribuit:

$$V_d = q_0 \cdot t_0 = 9 \cdot 0,62 = 5,58 \ (\text{m}^3/\text{brazdă}) \quad (22.68)$$

$$V_{ab} + V_{bh\gamma} = 5,566 + 0,3889 = 5,95 \ (\text{m}^3/\text{brazdă})$$

şi obţinem:

$$\frac{5,95 - 5,58}{5,95} \cdot 100 = 6,3\% \ -$$ eroare acceptată.

Pentru a afla volumul de apă percolat în adâncime (pierdut) vom calcula coordonata $X_p$, a punctului de intersecţie dintre orizontala $h_n$ = 0,056 ($\text{m}^3$/m), adică norma de udare necesară, cu curba de apă infiltrată în lungul brazdei, notată cu 4 în fig. 22.10, sau prin înlocuire în relaţia (22.66) avem:

$$0,056 = 0,085 \left[ 1 - \left( \frac{X_p}{100} \right)^{4,513} \right]$$

de unde rezultă:

$$X_p = 78,80 \text{ m}$$

Volumul de apă percolat se poate scrie:

$$V_p = d \int_0^{x_p} h_x \cdot dx - d \cdot h_n \cdot x_p = d \cdot h_0 \cdot I - d \cdot h_0 \cdot x_p \qquad (22.69)$$

în care

$$I = \int_0^{x_p} \left[ 1 - \left( \frac{x}{L_n} \right)^{\gamma} \right] dx = x_p - \frac{1}{L_n^{\gamma}} \frac{x_p^{\gamma+1}}{\gamma+1} \qquad (22.70)$$

Înlocuind avem:

$$I = 78,80 - \frac{1}{100^{4,513}} \frac{78,8^{5,513}}{5,513} = 73,923$$

$$V_p = 0,8 \cdot 0,85 \cdot 73,923 - 0,8 \cdot 0,056 \cdot 78,80 =$$

$$= 1,4968 \ \text{m}^3/\text{brazdă}$$

care reprezintă $\frac{1,4968}{5,58} \cdot 100 = 26,8\%$ din volumul de apă distribuit.

Volumul de apă deficitar pe brazdă rezultă:

$$V_{df} = d \cdot h_n \cdot L_n - (V_{hb\gamma} - V_p) \qquad (22.71)$$

$$V_{df} = 0,8 \cdot 0,056 \cdot 100 - (5,566 - 1,4968) = 0,4108$$

($\text{m}^3$/brazdă)

care reprezintă $\frac{0,4108}{5,58} \cdot 100 = 7,36\%$ din volumul de apă distribuit şi este resimţit negativ în partea aval a brazdei.

Randamentul udării I-a rezultă:

$$\eta = \frac{5,58 - 1,4968}{5,58} \cdot 100 = 73,2\%$$

pe care îl considerăm acceptabil, ştiind că se va îmbunătăţi la udarea II şi III.

### 22.2.8.2. Determinarea elementelor de proiectare la udarea a II-a

Efectuând calculul în mod similar cu udarea precedentă, pornind de la expresia vitezei de infiltraţie la udarea II-a:

$$K = 28,14 \cdot \tau^{-0,695}$$

obţinem:

$$\alpha = \frac{28,14}{1 - 0,695} = 92,26$$

$$\beta = 1 - 0,695 = 0,3$$

şi expresia infiltraţiei cumulate devine pentru udarea a II-a:

$$h = 92,26 \cdot \tau^{0,3}$$

unde $h$ (mm) şi $\tau$ (ore)

sau

$$h = \frac{922,6 \cdot 0,8 \cdot 1}{10000} \cdot \tau^{0,3} = 0,0738 \cdot \tau^{0,3}$$

în care $h$ ($m^3$/m) şi $\tau$ (ore).

Coeficienţii funcţiei de avans a apei pe brazdă se calculează în funcţie de coeficienţii infiltraţiei cumulate şi obţinem prin înlocuire, cu menţinerea aceluiaşi debit de alimentare a brazdei:

$$a = \frac{9}{0,0738 \cdot 0,8 \cdot \Gamma(1,7) \cdot \Gamma(1,3)} = 187$$

$$b = 1 - 0,3 = 0,7$$

şi funcţia de avans are expresia:

$$x = 187 \cdot t_a^{0,7}$$

unde $x$ (m) şi $t_a$ (ore)

Norma de udare necesară fiind aceeaşi ca la prima udare, de 700 $m^3$ ha, sau

$$h_n = 0,056 \ \text{m}^3/\text{m}$$

Reţinem în continuare următorii coeficienţi ai funcţiilor de infiltraţie şi de avans la udarea II-a:

$$\alpha = 0,0738$$

$$\beta = 0,3$$

$$a = 187$$

$$b = 0,7$$

Asigurarea normei de udare în lungul brazdei se face cu aceeaşi relaţie (22.55) ca în udarea precedentă:

$$t_a = 0,0062 \cdot x$$

Reprezentând funcţia de avans şi norma de udare necesară în fig. 22.11, obţinem în punctul A lungimea brazdei de 264 m şi durata de alimentare 1,63 ore, valori pe care nu le putem accepta în proiect şi continuăm calculele cu funcţia de avans – infiltraţie (AVIN).

$$V_{ab} = 0,7293 \cdot t_a^{0,7}$$

şi procentul de acumulare faţă de volumul de apă distribuit

$$P_a = \frac{8,1}{t_a^{0,3}}$$

Funcţia AVIN în urma calculelor este:

$$l = (9,4 \cdot t^{0,3} - 0,7625)^{2,333}$$

unde $l$ (m) şi $t$ (ore)

care reprezentată în fig. 22.11 se intersectează cu funcţia normei de udare, în punctul A'.

Din punct de vedere teoretic am putea adopta orice soluţie de pe dreapta A' – A".

Practic vom alege valorile din A cu lungimea brazdei 150 m şi durata de alimentare 0,9 ore.

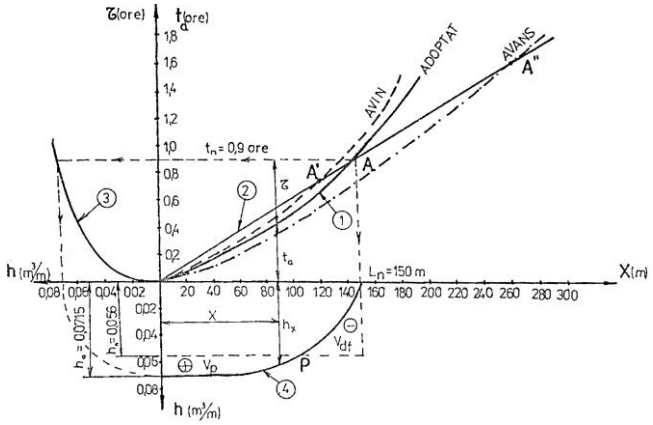



**Fig. 22.11.** Elementele brazdelor la udarea a II-a.

Pentru a calcula randamentul la udarea II-a, calculăm:

$$h_0 = 0,0738 \cdot 0,9^{0,3} = 0,0715 \ (\text{m}^3/\text{m})$$

$$\gamma = \frac{\Gamma(1,7) \cdot \Gamma(1,3)}{\Gamma(2) - \Gamma(1,7) \cdot \Gamma(1,3)} = 4,42$$

Expresia profilului de apă infiltrată în lungul brazdei (22.66) la udarea a II-a va fi:

$$h_x = 0,0715\left[1 - \left(\frac{x}{150}\right)^{4,42}\right]$$

Volumele de apă conform notaţiilor anterioare, după efectuarea calculelor, sunt:

$$V_{hb\gamma} = 0,8 \cdot 150 \cdot 0,0715 \frac{4,42}{5,42} = 6,997 \ (\text{m}^3/\text{brazdă})$$

$$V_d = 9 \cdot 0,9 = 8,1 (\text{m}^3/\text{brazdă})$$

$$V_{ab} = 0,7293 \cdot 0,9^{0,7} = 0,6774 (\text{m}^3/\text{brazdă})$$

Din relaţia (22.66) la udarea a II-a rezultă $x_p = 106$ m şi înlocuind în (22.70) obţinem $I$ = 101,7, respectiv înlocuind în relaţia (22.69) obţinem volumul percolat $V_p$ = 1, 068 $m^3$/brazdă.

Volumul de apă deficitar resimţit în avalul brazdei $V_{df}$ = 0,791 ($m^3$/brazdă) şi randamentul udării rezultă: $\eta = \frac{8,1 - 1,068}{8,1} \cdot 100 = 86,8\%$, considerat bun.

### 22.2.8.3. Determinarea elementelor de proiectare la udarea a III-a

Pornind de la expresia vitezei de infiltraţie a apei în sol la udarea a III-a:

$$K = 22,353 \cdot \tau^{-0,6889}$$

obţinem:

$$\alpha = \frac{22,353}{1 - 0,6889} = 71,86$$

$$\beta = 1 - 0,69 = 0,31$$

Rezultă ecuaţia infiltraţiei cumulate:

$$h = 71{,}85 \cdot \tau^{0{,}31}$$

unde $h$ (mm) şi $\tau$ (ore)

sau

$$h = 0{,}0575 \cdot \tau^{0{,}31}$$

unde $h$ ($m^3$/m) şi $\tau$ (ore).

$$a = \frac{9}{0{,}0575 \cdot 0{,}8 \cdot \Gamma(1{,}69) \cdot \Gamma(1{,}31)} = 241$$

$$b = 1 - 0{,}31 = 0{,}69$$

Funcţia de avans la udarea a III-a are expresia:

$$x = 241 \cdot t_a^{0{,}69}$$

$$h_n = 0{,}056 \text{ m}^3/\text{m}$$

şi reţinem valoarea coeficienţilor:

$$\alpha = 0{,}0575$$

$$\beta = 0{,}31$$

$$a = 241$$

$$b = 0{,}69$$

Expresia funcţiei AVIN la udarea III-a va fi:

$$l = (11{,}73 \cdot t^{0{,}31} - 1{,}2267)^{2{,}2258}$$

care, reprezentată în fig. 22.12, intersectează funcţia normei de udare în punctul A, obţinând valorile pentru lungimea brazdei $L_n$ = 290 m şi durata de alimentare 1,8 ore. Adoptăm $L_n$ = 300 m, $t_n$ = 1,8 ore.

Se calculează:

$$h_0 = 0{,}0575 \cdot 1{,}8^{0{,}31} = 0{,}069 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\gamma = \frac{\Gamma(1{,}69) \cdot \Gamma(1{,}31)}{\Gamma(2) - \Gamma(1{,}69) \cdot \Gamma(1{,}31)}$$

Expresia profilului de apă infiltrată în lungul brazdei la udarea III-a va fi:

$$h_x = 0{,}069 \left[ 1 - \left( \frac{x}{300} \right)^{4{,}333} \right]$$

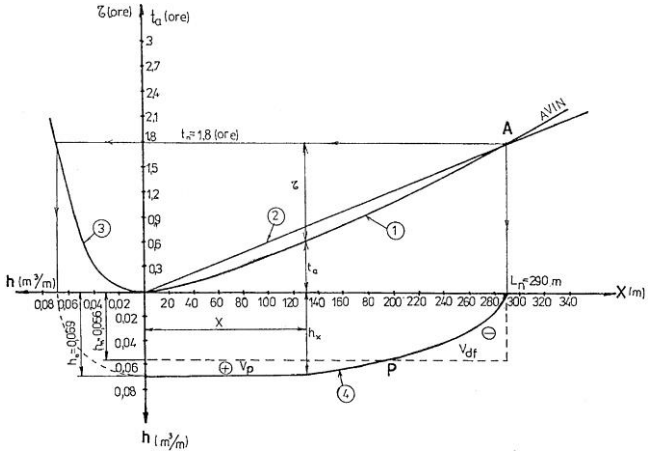



**Fig. 22.12.** Elementele brazdelor la udarea III-a.

Volumele de apă, conform notaţiilor anterioare, după efectuarea calculelor, sunt:

$$V_{hb\gamma} = 0{,}8 \cdot 300 \cdot 0{,}069 \frac{4{,}333}{5{,}333} = 13 \text{ (m}^3\text{/brazdă)}$$

$$V_d = 9 \cdot 1{,}8 = 16{,}2 \text{ (m}^3\text{/brazdă)}$$

$$V_{ab} = 0{,}94 \cdot 1{,}8^{0{,}69} = 1{,}41 \text{ (m}^3\text{/brazdă)}$$

La udarea a III-a rezultă $X_p$ = 197,5 m, $I$ = 190,49, $V_p$ = 1,667 ($m^3$/brazdă).

Volumul de apă deficitar $V_{df}$ = 1,659 $m^3$/brazdă şi randamentul udării $\eta$ = 90%.

Rezultatele calculelor asupra elementelor irigaţiei pe brazde la cele trei udări consecutive sunt reprezentate în fig. 22.13, adoptându-se distanţa între conductele distribuitoare de sector (Cds) 300 m şi lungimea brazdelor la udarea I-a de 100 m cu o conductă de transport EUBA de 200 m lungime şi conducta de udare cu trei poziţii.

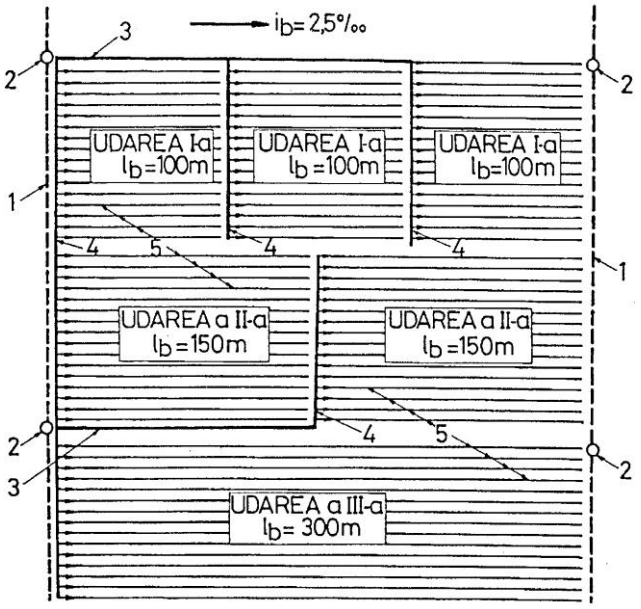



**Fig. 22.13.** Stabilirea distanţei între conductele distribuitoare de sector (Cds).

La udarea a II-a lungimea brazdei este de 150 m şi conducta de transport EUBA are lungimea 150 m, conducta de udare va avea două poziţii.

La udarea a III-a se adoptă lungimea brazdei de 300 m, iar instalaţia EUBA va fi folosită într-o singură poziţie a conductei de distribuţie.

La toate udările debitul de alimentare va fi acelaşi, panta longitudinală fiind continuă, de 2,5%.

Manopera necesară mutării instalaţiei EUBA se reduce de la o udare la alta prin lungimea brazdei de udare, lucru ce are un efect economic cât şi în ce priveşte calitatea udării, prin creşterea randamentului udării.

Randamentele irigaţiei pe brazde calculate la cele trei udări dovedesc o bună folosire a apei, cu pierderi mici, ceea ce nu va periclita ridicarea nivelului apei freatice.

## 22.2.9. PROIECTAREA AMENAJĂRILOR DE IRIGAŢII PE BRAZDE CU PANTE VARIABILE

Amenajările de irigaţii pe brazde, pe lângă faptul că sunt puţin consumatoare de energie, comparativ cu irigaţia prin aspersiune, trebuie să devină mai economice şi prin lucrările de nivelare necesare a terenului agricol.

Astfel, în scopul realizării unui consum de carburanţi cât mai mic necesar lucrărilor de nivelare a terenului agricol, pentru amenajarea de irigaţie pe brazde, se poate adopta soluţia unor pante variabile ale terenului în lungul unei brazde, pentru a avea cât mai puţine lucrări de terasamente, executând lucrările de nivelare numai după direcţia brazdelor. Această nivelare numai după o direcţie şi cu pante variabile, pe lângă avantajul energetic, are şi avantajul nedecopertării stratului de sol vegetal decât într-o mică măsură.

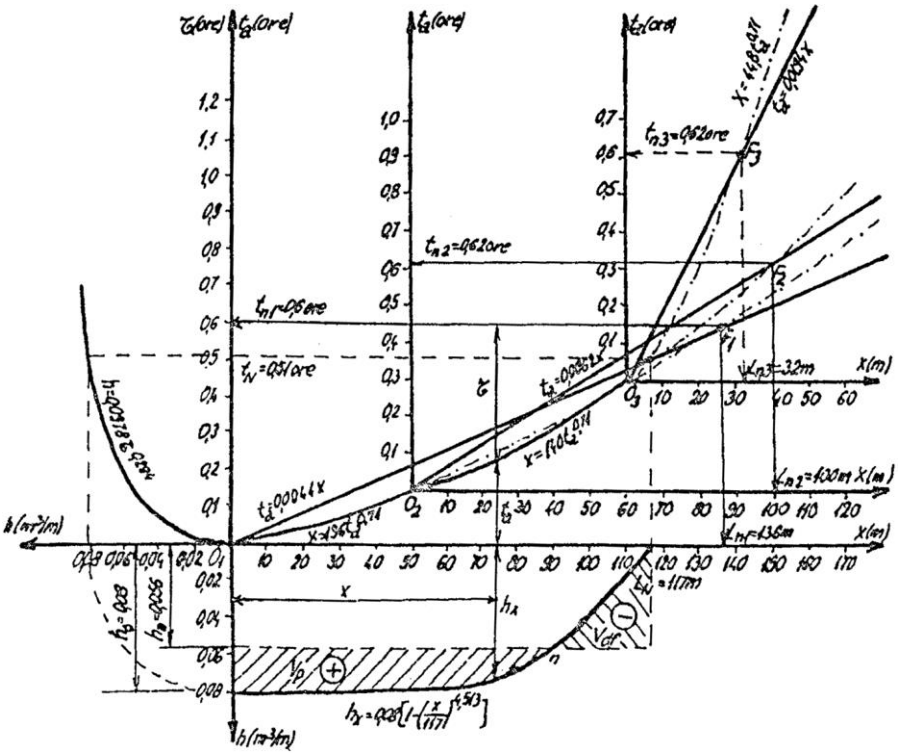


**Fig. 22.15.** Reprezentarea elementelor irigaţiei pe brazde cu pante variabile.

În continuare se prezintă metodica de calcul a elementelor irigaţiei pe brazde la prima udare după prăşit, pe un sol cernoziom cambic gleizat la bază, având pante variabile în lungul unei brazde, fig. 22.14.

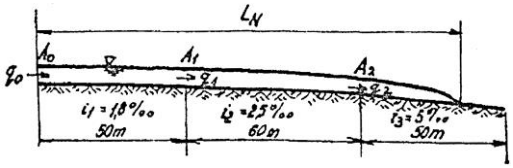


**Fig. 22.14.** Profilul longitudinal al brazdei cu pante variabile.

### 22.2.9.1. Calculul elementelor irigaţiei pe brazde cu pante variabile

Infiltraţia cumulată în sol, determinată în teren are expresia

$$h = 122,27 \cdot \tau^{0,294} \qquad (22.72)$$

în care $h$ (mm), $x$ (ore)

Tronsonul $l$ de lungime 50 m, cu pantă de 1,8%, permite distribuţia unui debit pe brazdă maxim neeroziv de:

$$q_0 = \frac{6,3}{1,8‰} = 3,5 \text{ l/s} \qquad (22.73)$$

Acest debit de alimentare a brazdei are în secţiunea amonte suprafaţa secţiunii de curgere $A_0$ calculată cu relaţia:

$$A_0 = 0,43 \frac{q_0^{0,6}}{i_b^{0,28}} \qquad (22.74)$$

în care $A_0$ (dm$^2$); $i_b$ (%)

Înlocuind, obţinem

$$A_0 = 1,47 \text{ dm}^2$$

considerată parabolă cu $B_0 = 4 \cdot H_0$, de forma:

$$Z = H_0 \left( \frac{2y}{B_0} \right)^2 \qquad (22.75)$$

obţinându-se pentru $B_0$ = 30 cm şi $H_0$ = 7,5 cm, secţiunea curentă la distanţa $x$, în care $Z \equiv H_x$ şi $2|y| \equiv B_x$:

$$A_x = \frac{2}{3} \cdot Z \cdot 2|y| = \frac{16}{3} \cdot \frac{H_0}{B_0^2} \cdot y^2 \qquad (22.76)$$

Înlocuind, se obţine:

$$A_x = 0,0444 \cdot y^3 \qquad (22.77)$$

Pentru norma de udare $m$ = = 700 m$^3$/ha, distanţa între brazdele de udare $d$ = 0,8 m se obţine infiltraţia necesară: $h_n$ = 0,056 (m$^3$/ha) şi infiltraţia cumulată în aceleaşi unităţi $h$ (m$^3$/m) şi τ (ore) de forma:

$$h = 0,0978 \cdot \tau^{0,294} \qquad (22.78)$$

În consecinţă, coeficienţii funcţiei de infiltraţie sunt:

$$\alpha = 0,0978$$

$$\beta = 0,294$$

Funcţia de avans:

$$x = a \cdot t_a^b \qquad (22.79)$$

în care coeficienţii funcţiei de avans se pot calcula în funcţie de coeficienţii funcţiei de infiltraţie şi obţinem după calcule, valorile:

$$b = 1 - \beta = 0,71$$

$$a = \frac{q_0}{x \cdot d \cdot \Gamma(2-\beta) \cdot \Gamma(1+\beta)} = 196$$

Înlocuind, avem funcţia de avans pentru tronsonul 1:

$$x = 196 \cdot t_a^{0,71} \qquad (22.80)$$

Ecuaţia de continuitate pe tronsonul 1 este:

$$m \cdot d \cdot x = 600 \cdot q_0 \cdot t_a \qquad (22.81)$$

în care $m$ ($m^3$/ha); $t_a$ (min); $d$, $x$ (m); $q_0$ (l/s)

Înlocuind, se obţine:

$$t_a = 0,0044 \cdot x \qquad (22.82)$$

în care: $t_a$ (ore) şi $x$ (m)

Reprezentând în fig. 22.15 relaţiile (22.80) şi (22.82) obţinem la intersecţia lor punctul fictiv $F_1$, de coordonate $L_{n1}$ = 136 m şi $t_{n1}$ = 0,6 ore, şi reţinem curba de avans doar pe porţiunea tronsonului 1 al brazdei de lungime 50 m, unde vom nota a doua origine $O_2$ pentru a se repeta acelaşi calcul pe tronsonul 2.

La distanţa $x$ = 50 m pe tronsonul 1 putem calcula mărimea secţiunii de curgere, considerând $I$ = 136 m şi $p$ = 2.

$$H_x = H_0 \left[ 1 - \left( \frac{x}{l} \right)^p \right] = 6,5 \text{ cm}$$

$$B_x = B_0 \left[ 1 - \left( \frac{x}{l} \right)^p \right]^{\frac{1}{2}} = 28 \text{ cm}$$

$$A_x = \frac{2}{3} \cdot 6,5 \cdot 28 = 121 \text{ cm}^2$$

Acestei secţiuni îi corespunde la ieşirea din tronsonul 1 un debit $q_1$, la panta $i_1$ = 1,8‰, după formula (22.74) $q_1$ = 2,5 l/s, diferenţa până la $q_0$ s-a infiltrat pe tronsonul 1.

Tronsonul 2, de lungime 60 m şi panta 2,5‰, va avea în partea amonte un debit de alimentare de 2,5 l/s care este la limită chiar egal cu debitul maxim neeroziv calculat în (l/s) cu relaţia:

$$q_{mne} = \frac{6,3}{i_b \text{‰}}$$

Secţiunea de curgere în amontele tronsonului 2 se calculează cu rel. (22.74), dar cu noua pantă $i_2$ = 2,5‰ şi debitul $q_1$ = 2,5 l/s, obţinând $A_1$ = 1,1 $dm^2$ şi aplicând (22.77) obţinem $B_1$ = 27 cm şi $H_1$ = 6 cm.

(Se observă că aceste valori $B_1$ şi $H_1$ calculate imediat în avalul secţiunii 1 sunt puţin mai mici decât cele calculate în amontele secţiunii 1, datorită remuului negativ).

Este necesar a calcula o nouă valoare a coeficientului $a$ al funcţiei de avans, deoarece s-a schimbat debitul de alimentare care intră în tronsonul 2 şi anume 9 ($m^3$/oră). Înlocuind, se obţine: $a$ = 140 şi funcţia de avans va avea expresia

$$x = 140 \cdot t_a^{0,71} \qquad (22.83)$$

şi ecuaţia de continuitate pe acest tronson 2, cu debitul de alimentare schimbat $q_1$, după calcule are expresia:

$$t_a = 0,0062 \cdot x \qquad (22.84)$$

Reprezentând relaţiile 22.83 şi 22.84 în figura 22.15 se calculează punctul fictiv $F_2$ de coordonate $L_{n2}$ = 100 m şi $t_{n2}$ = 0,62 ore, desigur faţă de noua origine $O_2$ şi reţinem (în mod similar ca în tronsonul precedent) curba de avans doar pe porţiunea tronsonului 2 de lungime 60 m, unde vom nota a treia origine $O_3$ pentru a repeta apoi calculul pe tronsonul 3.

La distanţa $x$ = 60 m pe tronsonul 2 putem calcula mărimea secţiunii de curgere considerând $l$ = 100 m şi $p$ = 2.

Obţinem $H_x$ = 3,84; $B_x$ = 21,6 cm, $A_x$ = 55,29 $cm^2$.

Acestei secţiuni îi corespunde la ieşirea din tronsonul 2 un debit $q_2$ la panta $i_2$ = 2,5‰ după formula 22.74, $q_2$ = 0,8 l/s, diferenţa până la 2,5 l/s s-a infiltrat pe tronsonul 2.

Tronsonul 3, cu panta de 5‰, având un debit de alimentare $q_2$ = 0,8 l/s, mai mic decât debitul maxim neeroziv îi corespunde o secţiune de curgere în amontele tronsonului 3, $A_2$ = 0,456 $dm^2$ cu $B_2$ = 20 cm şi $H_2$ = 3,33 cm.

Calculând coeficientul $a$ = 44,8 pentru tronsonul 3, obţinem funcţia de avans pe acest tronson de brazdă:

$$x = 44,8 \cdot t_a^{0,71} \qquad (22.85)$$

şi ecuaţia de continuitate cu debitul de alimentare $q_2$:

$$t_a = 0,0194 \cdot x \qquad (22.86)$$

Reprezentând relaţiile 22.85 şi 22.86 în figura 22.15 se calculează punctul fictiv $F_3$ de coordonate $L_{n3}$ = 32 m şi $t_{n3}$ = 0,62 ore, faţă de noua origine $O_3$.

Ţinând seamă de volumul de apă care se distribuie de instalaţia EUBA cu 3,5 l/s pe brazdă, vom reţine curba de avans pe tronsonul 3 doar până la intersecţia cu dreapta de ecuaţie (22.82), obţinându-se doar 7 m lungimea brazdei pe tronsonul 3 şi în total o lungime a brazdei de $L_N$ = 117 m, cu durata de alimentare $t_N$ = 0,51 ore, fig. 22.15.

### 22.2.9.2. Calculul randamentului irigaţiei pe brazde cu pante variabile

Reprezentând funcţia de infiltraţie în lungul brazdei:

$$h_x = h_0 \left[ 1 - \left( \frac{x}{L_N} \right)^\gamma \right] \qquad (22.87)$$

în care:

$$h_0 = 0,0978 \cdot \tau^{0,294} = 0,08 \text{ (m}^3\text{/m)}$$

pentru

$$\tau = t_n = 0,51 \text{ ore}$$

iar exponentul γ se calculează:

$$\gamma = \frac{\Gamma(b+1)\cdot\Gamma(\beta+1)}{\Gamma(1+b+\beta)-\Gamma(b+1)\cdot\Gamma(\beta+1)} = 4,513$$

Se obţine:

$$h_x = 0,08\left[1-\left(\frac{x}{117}\right)^{4,513}\right] \qquad (22.88)$$

reprezentată în fig. 22.15 şi care intersectată cu infiltraţia cumulată necesară $h_n$ = 0,056 (m³/m) ne dă abscisa punctului *P* egală cu $x_p$ = 89,6 m.

Expresia randamentului udării este

$$\eta = \frac{v_d - v_p}{v_d}\cdot 100 \qquad (22.89)$$

unde volumul distribuit este $V_d$ = 12,6 m³/oră · 0,51 ore = = 6,42 (m³/brazdă).

Volumul percolat se calculează cu relaţia:

$$V_p = d\int_0^{x_p} h_x \cdot dx - d \cdot h_n \cdot x_p = 1,408 \text{ (m}^3\text{/brazdă)}$$

Rezultă:

η = 78,07%

## 22.2.10. LUNGIMEA CONDUCTEI DE UDARE

Amenajările de irigaţii utilizând conducte de udare prin brazde, picurare şi aripi de udare prin aspersiune trebuie să asigure o distribuţie cât mai uniformă a debitului, admiţând o diferenţă maximă de 10% între primul aspersor (orificiu) şi ultimul de pe aripa de udare, sau 20% diferenţă între presiunea piezometrică dintre aceste două puncte.

Se impune, astfel, cunoaşterea cât mai apropiată de realitate a diferenţei energetice, pentru a se putea realiza amenajări de irigaţii cât mai eficiente, atât sub aspectul investiţiei minime cât şi al consumului energetic mai redus.

Faţă de metodele cunoscute în literatură, pentru calculul liniei energetice şi piezometrice, în lucrările recente se propun formule noi de calcul, stabilite pe baza aplicării formulelor complete ale ecuaţiilor hidrodinamicii, ţinând seama şi de efectele hidrodinamice ale prizelor.

Cu notaţiile din fig. 22.16, în ipoteza unor prize egal distanţate şi având acelaşi debit, diferenţa energetică, respectiv de presiune, între secţiunile de aflux la intrare (0) şi de ieşire (*t*), au după I. David expresiile:

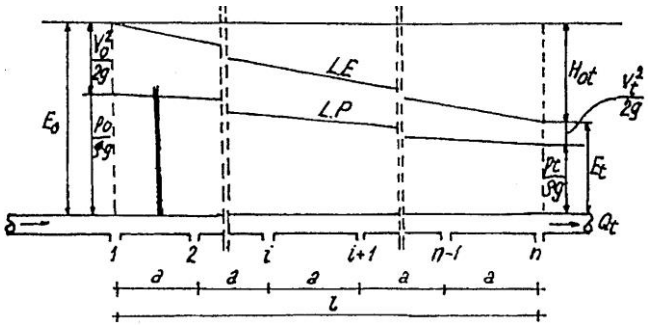



**Fig. 22.16.** Schema conductei de udare.

$$H_{0t} = \frac{8\cdot Q_c^2}{\pi^2\cdot g\cdot D^4}\left\{\frac{\lambda\cdot l}{D}\left[\left(\frac{Q_0}{Q_c}\right)^2 - \frac{Q_0}{Q_c} + \frac{2n-1}{6n}\right] - \left(2\frac{Q_0}{Q_c}-1\right)\right\} \qquad (22.90)$$

pentru diferenţa energetică şi

$$h_{0t} = \frac{8\cdot Q_c^2}{\pi^2\cdot g\cdot D^4}\left\{\frac{\lambda\cdot l}{D}\left[\left(\frac{Q_0}{Q_c}\right)^2 - \frac{Q_0}{Q_c} + \frac{2n-1}{6n}\right] - 2 - \left(2\frac{Q_0}{Q_c}-1\right)\right\} \qquad (22.91)$$

pentru diferenţa de presiune, unde:

$Q_c$ – debitul consumat de cele *n* prize ale aripii de udare;

$Q_0$ – debitul din secţiunea de intrare;

$Q_t$ – debitul de tranzit ($Q_t = Q_0 - Q_c$);

*D* – diametrul conductei aripii de udare;

λ – coeficientul de rezistenţă hidraulică;

*n* – numărul de prize ale aripii de udare;

$l = a(n-1)$ – lungimea între prizele extreme ale aripii de udare;

*a* – distanţa dintre două prize consecutive.

Pentru aripa de udare prin aspersiune sau brazde, cazul cel mai des întâlnit la irigaţii este $Q_t$ = 0 adică $Q_0 = Q_c$, diferenţa de presiune dintre secţiunea amonte şi aval a aripii obţinându-se prin particularizarea relaţiei (22.91), rezultând:

$$h_{0t} = \frac{8\cdot Q_c^2}{\pi^2\cdot g\cdot D^4}\left[\frac{\lambda\cdot l}{D}\frac{2n-1}{6n} - 2\right] \qquad (22.92)$$

Dacă se ţine seama şi de variaţia debitului de la o priză la alta de-a lungul aripii, se propune o formulă de calcul pentru diferenţa de presiune, care are formula generală:

$$h_{0t} = k\cdot q^2\left(N_1 + \alpha\cdot K\cdot q\cdot N_2\right) - \frac{16\cdot n^2\cdot q^2}{\pi^2\cdot g\cdot D^4}\left(1+2\cdot\alpha\cdot K\cdot q\frac{N_1}{n}\right) \qquad (22.93)$$

unde:

*q* – este debitul ultimei prize

$$K = \frac{8 \cdot \lambda \cdot a}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} \quad (22.94)$$

$$N_1 = \frac{n(n-1)(2n-1)}{6} \quad (22.95)$$

$$N_2 = n(n-1)(n-2)(8n^2 - 11n + 1) \quad (22.96)$$

$\alpha = \frac{\Delta q}{\Delta H}$ – coeficient de variaţie a debitului aspersoarelor

În baza acestor formule noi de calcul se prezintă în continuare probleme de proiectare din irigaţii: aripa de aspersiune şi aripa de udare pe brazde (EUBA).

### 22.2.10.1. Calculul lungimii admise a aripii de udare

Se reduce la determinarea numărului de aspersoare în aşa fel ca:

$$h_0 = 1,2 \cdot h_t \quad (22.97)$$

sau

$$h_{0t} = 0,2 \cdot h_t \quad (22.98)$$

în care $h_t$ este presiunea necesară la duza ultimului aspersor.

Din formulele 22.92 şi 22.98 obţinem pierderea de presiune între primul şi ultimul aspersor de pe aripă:

$$h_{0t} = 0,2 \cdot h_t = \frac{8 \cdot Q_c^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^4}\left[\frac{\lambda \cdot l}{D}\frac{2n-1}{6n} - 2\right] \quad (22.99)$$

Cunoscând $h_{0t}$ rezultă numărul de aspersoare admis.

Pierderea de presiune de la hidrant la primul aspersor se va calcula din relaţia pierderii de sarcină longitudinală:

$$h_{l0} = \frac{8 \cdot \lambda \cdot l_0}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} \cdot Q_c^2 \quad (22.100)$$

în care:

$l_0$– lungimea tronsonului de legătură de la hidrant la primul aspersor al aripii

$Q_c$ – debitul aripii, $Q_c = n \cdot Q_*$

Q* – debitul ultimului aspersor.

Sintetizarea calculului lungimii admise a aripii de aspersiune este în tabelul 22.3.

**Tabelul 22.3.** Sintetizarea exemplelor de proiectare a lungimii admise a aripii de aspersiune

| Elementele aripii de aspersiune | Exemplul 1 | Exemplul 2 |
|---|---|---|
| Aşezarea în plan a aspersoarelor ($d_1$ x $d_2$) în m | 18 x 18 | 18 x 24 |
| Diametrul duzei aspersorului $ASJ_1$-M în mm | 5 | 7 |
| Presiunea la duza ultimului aspersor $h_t$ (mcA.) | 25 | 25 |
| Debitul ultimului aspersor $Q_*$ (l/s) | 0,403 | 0,725 |
| Numărul admis al aspersoarelor $n$ calculat cu relaţia (7.99) | 26 | 18 |
| Pierderea de presiune admisă între primul şi ultimul aspersor $h_{0t}$ (mcA) | 5 | 5 |
| Debitul aripii de aspersiune (l/s) $Q_c = n \cdot Q_*$ | 10,47 | 13,05 |
| Lungimea tronsonului de legătură $l_0$ (m), de la hidrant la primul aspersor | 45 | 57 |
| Pierderea de presiune pe tronsonul de legătură, calculat cu formula (7.100) | 1,56 | 3,07 |
| Pierderea de presiune prin tija prelungitor de 2 m şi prin aspersor (mcA) | 3 | 4 |
| Lungimea aripii de aspersiune, de la primul la ultimul aspersor $l = a(n–1)$ (m) | 25 x 18 = 450 | 17 x 18 = 306 |
| Lungimea totală a aripii de aspersiune (m) | 495 | 363 |
| Presiunea necesară la hidrant (mcA) | 36,56 | 39,07 |

### 22.2.10.2. Lungimea economică a aripii de udare

Lungirea sau scurtarea aripilor de aspersiune nu modifică costul de echipament mobil la unitatea de suprafaţă agricolă.

Astfel, notând cu: $L$ – lungimea; $d_1$ – distanţa între aspersoare; $d_2$ – distanţa între aripi; $T_c$ – durata de udare la o cultură (10-12 zile); $N_{cz}$ – numărul de cicluri zilnice de folosire a aripii, se obţine suprafaţa udată într-o zi $S_z$, de o aripă de aspersiune.

$$S_z = N_{cz} \cdot d_2 \cdot L \quad (22.101)$$

Pentru udarea unui hectar de o anumită cultură sunt necesare un număr de aripi:

$$N = \frac{10.000}{T_c \cdot N_{cz} \cdot d_2 \cdot L} \quad (22.102)$$

Cunoscând costul unui metru liniar de aripă de aspersiune cu accesorii $C_u$, rezultă costul unei aripi: $C_u \cdot L$.

Costul aripilor de aspersiune pentru 1 ha va fi:

$$\frac{10.000}{T_c \cdot N_{cz} \cdot d_2}$$

Cunoscând norma de amortizare anuală $N_a$, rezultă costul anual de amortizare a aripilor:

$$C_a = \frac{100 \cdot N_a \cdot C_u}{T_c \cdot N_{cz} \cdot d_2} \text{ (lei/ha/an)} \quad (22.103)$$

care nu depinde de lungimea aripii de udare.

Lungirea sau scurtarea aripilor de aspersiune are însă influenţă asupra reducerii densităţii antenelor (cu sporirea diametrului lor), fără a modifica prea mult conducta principală a plotului.

Notând cu $I_S$ investiţia specifică pentru reţeaua

subterană, se poate considera că lungirea aripii de aspersiune duce la reducerea investiţiei specifice printr-o lege lineară, considerând funcţia:

$$I_{Sx} = \frac{L_{admis}}{L} \cdot I_S \qquad (22.104)$$

unde:

$I_S$ – investiţia specifică pentru $L_{admis}$

$I_{Sx}$ – investiţia specifică pentru $L > L_{admis}$

Costul de energie la 1 ha al aripilor, funcţie de lungirea aripii $L$, va fi:

$$C_e = \frac{\gamma \cdot Q \cdot \Delta h}{102 \cdot \eta} T_a \cdot t \cdot c \frac{10.000}{N_{cz} \cdot T_c \cdot d_2 \cdot L} \quad \text{(lei/ha/an)} \qquad (22.105)$$

unde:

$T_u$ – durata de udare anuală, în zile;

$t$ – număr de ore pe zi de udare;

$c$ – costul unui kWh în lei;

$Q = q_u \cdot L$ – debitul aripii de udare (22.106)

$q_u = \frac{q_{aspersor}}{d_1}$ – debit uniform distribuit (22.107)

$$\Delta h = \frac{\alpha \cdot q_u^2 \cdot L^3}{3} \qquad (22.108)$$

$$\alpha = \frac{1}{k} \qquad (22.109)$$

$$K = CA\sqrt{R} \qquad (22.110)$$

Costul anual pentru 1 ha devine prin însumare:

$$C = \frac{100 \cdot N_a \cdot C_u}{T_c \cdot N_{cz} \cdot d_2} + \frac{N_a}{100} I_S \frac{L_{admis}}{L} + \\ + \frac{9,8}{6} \cdot 10^4 \frac{\alpha \cdot q_u^3 \cdot T_u \cdot t \cdot c}{T_c \cdot N_{cz} \cdot d_2 \cdot \eta} L^3 + \\ + \frac{\gamma \cdot Q_T \cdot H_{SPP} \cdot T_u \cdot t \cdot c}{102 \cdot \eta_{SPP} \cdot S_{tot}} \qquad (22.111)$$

unde:

$Q_t$ – debitul SPP;

$H_{SPP}$ – presiunea la SPP;

η – randamentul SPP;

$S_{tot}$ – suprafaţa plotului (ha).

Costul total anual pentru 1 ha fiind funcţie de $L$, pentru a găsi soluţia economică pentru $l$ facem:

$$\frac{\partial c}{\partial L} = 0 \qquad (22.112)$$

Rezultă:

$$C = \frac{N_a \cdot I_S \cdot L_{admis}}{100 \cdot L^2} + \\ + \frac{9,8 \cdot 10^4 \cdot \alpha \cdot q_u^3 \cdot T_u \cdot t \cdot c}{6 \cdot T_c \cdot N_{cz} \cdot d_2 \cdot \eta} L^2 = 0 \qquad (22.113)$$

Notând cu:

$$a = \frac{N_a}{100} \cdot I_s \cdot L_{admis} \qquad (22.114)$$

obţinem:

$$L_{econ} = \frac{1}{10} \sqrt[4]{\frac{a \cdot d_2 \cdot T_c \cdot N_{cz}}{4,9 \cdot \alpha \cdot q_u^3 \cdot T_u \cdot t \cdot c}} \qquad (22.115)$$

### 22.2.10.3. Conducta de udare pe brazde (EUBA)

Pentru confirmarea rezultatelor teoretice s-au efectuat măsurători hidraulice asupra echipamentului din aluminiu (EUBA) de udare pe brazde. Din măsurătorile de laborator au rezultat corelaţiile din fig. 22.17 şi 22.18 asupra debitului unui orificiu $d_0$ = 40 mm în funcţie de presiunea din conductă şi respectiv distribuţia presiunii având 8 orificii deschise la maximum.

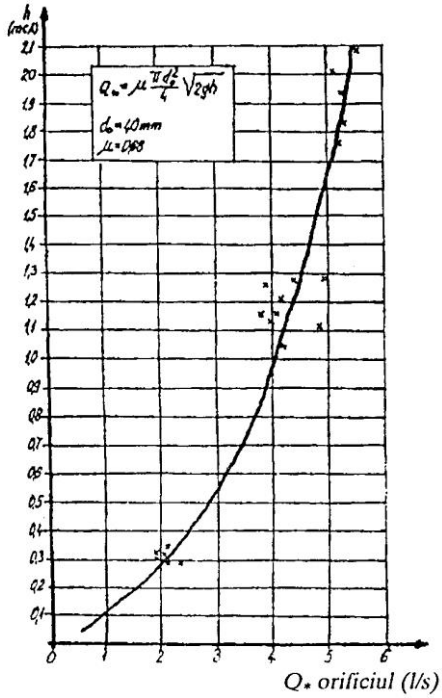



**Fig. 22.17.** Curba de etalonare a orificiilor EUBA cu diametrul orificiilor de 40 mm.

Regimul hidraulic cel mai deseori întâlnit în irigaţia pe brazde este cuprins în fig. 22.18 în limitele regimurilor 1 şi 2, pentru care vom efectua calculele cu formulele (22.93) şi (22.92) astfel, pentru $a$ = 0,8 m, $D$ = 150 mm, λ = 0,035; $n$ = 8.

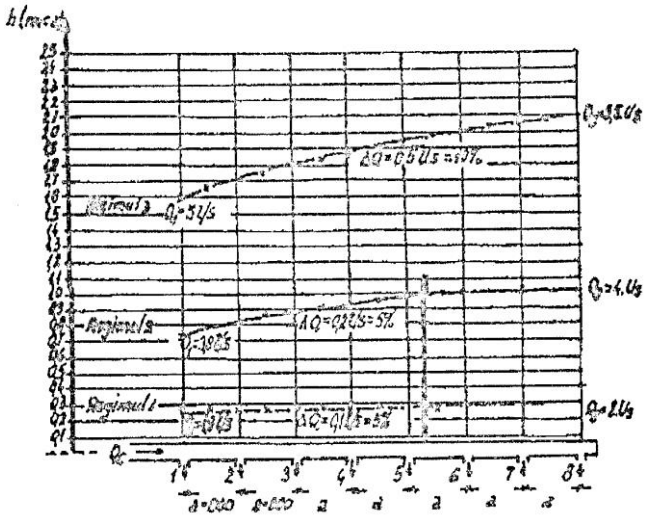


**Fig. 22.18.** Reprezentarea liniilor piezometrice experimentale la un tronson EUBA cu $D$ = 150 mm cu toate orificiile deschise.

*Regimul 1.*

Pentru aplicarea relaţiei (22.93) avem: $q$ = 2 l/s, $N_l$ = 140, $N_a$ = 2380, $K$= 0,00305·10$^4$, $\alpha = 2 \cdot 10^{-3}$ (m$^3$/s/m).

Se obţine $h_{0t}$ = – 0,064 m.

Dacă aplicăm formula (22.92), simplificată, pentru $\alpha$ = 0, se obţine $h_{0t}$ = – 0,0665 m. Se observă că se poate neglija efectul lui $\alpha$ şi în calcule să se utilizeze formula (22.92).

Rezultatul obţinut prin calcul este acelaşi cu cel experimental (fig. 22.18).

*Regimul 2.*

De asemenea, pentru aplicarea relaţiei (22.93) avem: $q$ = 4 l/s, $\alpha = 0{,}7143 \cdot 10^{-3}$, $n$ = 8.

Se obţine $h_{0t}$ = – 0,2676 m.

Aplicând relaţia (22.92) se obţine $h_{0t}$ = – 0,266 m, se observă şi în acest regim hidraulic că se poate neglija efectul coeficientului $\alpha$ şi se poate utiliza formula simplificată (22.92).

Calculele sunt confirmate de rezultatele experimentale (fig. 22.18) şi pentru acest regim hidraulic.

Cercetările teoretice şi experimentale confirmă utilizarea relaţiei (22.92).

$$h_{0t} = \frac{8 \cdot Q_c^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^4}\left(\frac{\lambda \cdot l}{D}\frac{2n-1}{6n} - 2\right)$$

pentru calculul diferenţei de presiune dintre o priză amonte şi aval, la o aripă de udare pentru aspersiune sau conducta de udare pe brazde, putându-se neglija deci efectele variaţiei debitului orificiilor (termenii multiplicaţi cu $\alpha$, din formula 22.93).

Lungimea economică a aripii de aspersiune rezultă de obicei mai mare decât lungimea admisă necesară unei distribuţii uniforme a debitului.

Lungimea admisă a aripii de aspersiune se reduce la determinarea numărului de prize $n$ (aspersoare sau orificii deschise) pentru care diferenţa de presiune dintre priza amonte şi aval să fie sub 20%, pentru ca diferenţa de debit să fie sub 10%.

#### 22.2.10.4. Rezultate experimentale privind lungimea brazdelor şi fâşiilor

În tabelele 22.4 şi 22.5 se prezintă lungimile brazdelor şi fâşiilor obţinute experimental în diferite condiţii de sol şi pante ale brazdelor şi fâşiilor.

Aceste rezultate pot folosi în proiectare atât direct, cât şi pentru verificarea rezultatelor calculate pe bazele teoretice prezentate mai sus.

**Tabelul 22.5.** Lungimile şi lăţimile maxime ale fâşiilor de udare stabilite în teren

| Panta longitudinală a fâşiei (%) | Lungimea maximă (m) în funcţie de debitul unitar (în l/s şi m) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | 0,5 | 1,0 | 1,5 | 2,0 | 2,5 |
| 0,05 | – | 550 | 360 | 270 | 220 |
| 0,1 | 640 | 320 | 210 | 160 | 130 |
| 0,2 | 380 | 190 | 130 | 95 | 80 |
| 0,3 | 260 | 130 | 85 | 65 | 50 |
| 0,4 | 210 | 110 | 70 | 55 | – |
| 0,5 | 190 | 95 | 65 | – | – |
| 1,0 | 110 | 60 | – | – | – |
| 2,0 | 70 | – | – | – | – |
| Panta transversală a terenului (%) | Lăţimea maximă a fâşiei (m) | | | | |
| 0,15-0,3 | 30 | | | | |
| 0,4-0,5 | 6-9 | | | | |
| 0,5 | 4,5-6 | | | | |

## 22.3. ECHIPAMENTE ŞI INSTALAŢII PENTRU UDAREA PRIN SCURGERE LA SUPRAFAŢĂ

Tehnica udării prin scurgere la suprafaţă este în continuă modernizare, mai ales în privinţa perfecţionării şi diversificării echipamentelor şi instalaţiilor, trecându-se la sifoane, tuburi hidrometrice etc. la echipamente de udare prin brazde din aluminiu – EUBA.

### 22.3.1. ECHIPAMENT DE UDARE PE BRAZDE DIN CONDUCTE RIGIDE DE ALUMINIU (EUBA)

**Tabelul 22.4.** Lungimi maxime ale brazdelor de udare, funcţie de natura solului, panta terenului şi adâncimea apei în brazdă, stabilite în teren

| Panta brazdei (%) | Lungimi maxime ale brazdelor de udare (m), la adâncimi medii de apă în brazde (cm) | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Soluri grele | | | | Soluri medii | | | | Soluri uşoare | | | |
| | 7,5 | 15 | 22,5 | 30 | 5 | 10 | 15 | 20 | 5 | 7,5 | 10 | 12,5 |
| 0,05 | 300 | 400 | 400 | 400 | 120 | 270 | 400 | 400 | 60 | 90 | 150 | 190 |
| 0,1 | 340 | 440 | 470 | 500 | 180 | 340 | 440 | 470 | 90 | 120 | 190 | 220 |
| 0,2 | 370 | 470 | 530 | 620 | 220 | 370 | 470 | 530 | 120 | 190 | 250 | 300 |
| 0,3 | 400 | 500 | 620 | 800 | 280 | 400 | 500 | 600 | 150 | 220 | 280 | 400 |
| 0,5 | 400 | 500 | 560 | 750 | 280 | 370 | 470 | 530 | 120 | 190 | 250 | 300 |
| 1,0 | 280 | 400 | 500 | 609 | 250 | 300 | 370 | 470 | 90 | 150 | 220 | 250 |
| 1,5 | 250 | 340 | 430 | 500 | 220 | 280 | 340 | 400 | 80 | 120 | 190 | 220 |
| 2,0 | 220 | 270 | 340 | 400 | 180 | 250 | 300 | 340 | 60 | 90 | 150 | 190 |

Folosit în scheme de udare pe brazde (fig. 22.19 a şi b) echipamentul EUBA este format din conducta de transport CT şi conducta de udare CU, în schema longitudinală şi numai din CU în schema transversală.

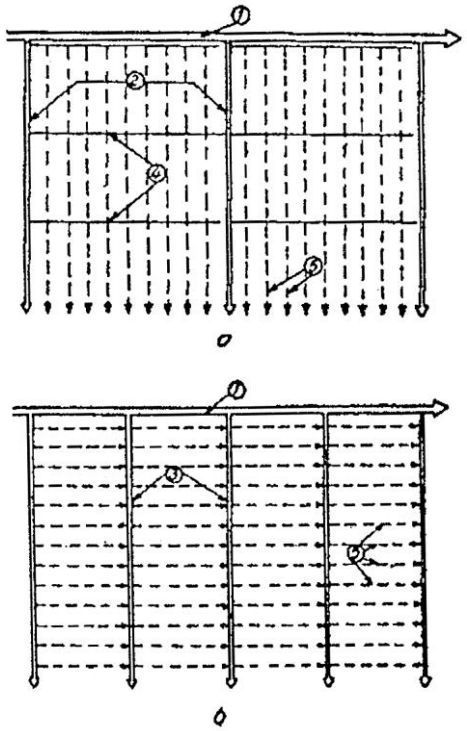


**Fig. 22.19.** Scheme de udare pe brazde: a – schema de udare longitudinală; b – schema de udare transversală; 1 – canal distribuitor de sector (CDS), jgheab (JDS) sau conductă distribuitoare de sector (Cds), adică ultimele elemente fixe, permanente; 2 – canal provizoriu (C), conductă flexibilă sau rigidă mobilă de udare cu orificii (CU); 4 – rigolă, conductă flexibilă sau rigidă mobilă de udare cu orificii (CU); 5 – brazde de udare.

Acest echipament este conceput atât pentru mutarea manuală (EUBA-150), cât şi mecanizată (EUBA-150 T).

Elementele componente ale echipamentului de udare EUBA- 150, din conducte de Ø 150 mm rigide, sunt prezentate în fig. 22.20. Conducta de udare este prevăzută cu orificii dispuse pe generatoare, la distanţa egală cu distanţa între brazde, respectiv tronsoanele de conductă pot fi:

– cu 6 orificii, la distanţa A de 1.000 mm, lungimea tronsonului D de la 6.180 mm; B de 5.000 şi C de 480 mm;

– cu 8 orificii, unde A = 800 mm; B = 5.600 mm; C = 580 mm şi D = 6.580 mm;

– cu 9 orificii, unde A = 700 mm; B = 5.600 mm; C = 580 mm şi D = 6.580 mm;

– cu 10 orificii, unde A = 600 mm; B = 5.400 mm; C = 480 mm şi D = 6.180 mm.

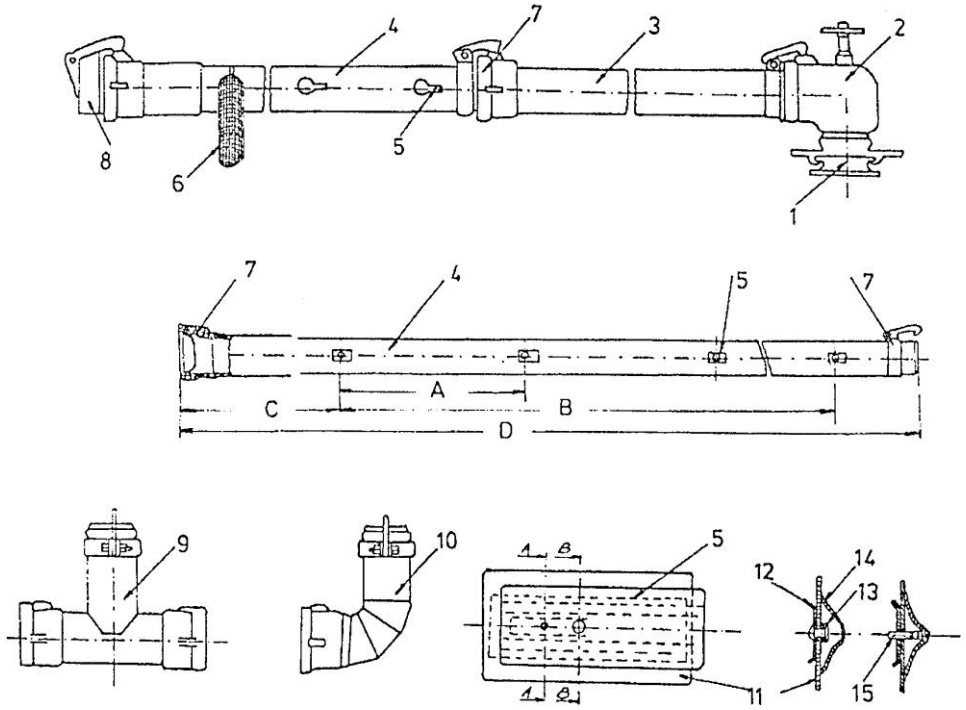



**Fig. 22.20.** Elementele componente ale echipamentului EUBA: 1 – vană hidrant Ø 150 mm; 2 – branşament Ø 150 mm; 3 – tronson CT; 4 – tronson CU; 5 – vanetă pentru reglarea debitului orificiului de udare; 6 – mânecuţă pentru disiparea energiei hidraulice; 7 – cuplaj rapid mufă – cep cu cârlig şi garnitură; 8 – buşon de capăt; 9 – teu; 10 – cot la 90°; 11 – garnitură din cauciuc cu inserţie textilă; 12 – platbandă de aluminiu; 13 – pană din aluminiu; 14 – placă profilată fixată cu şurubul zincat.

Vaneta pentru reglarea debitului orificiului de udare (5), se acţionează manual, închizând mai mult sau mai puţin orificiul, după care în faţa orificiului se ataşează mânecuţa (6) cu colierul de sârmă pe conductă.

Alimentarea cu apă a echipamentului, atât în schema longitudinală cât şi transversală se poate realiza prin branşarea la gurile de apă de pe conducta distribuitoare de sector (Cds), care poate fi şi antenă (A) la folosirea bivalentă (vezi 23.3.1. Calculul hidraulic).

În componenţa EUBA 150 T intră conducta de udare prezentată la EUBA-150, echipată cu cărucioare pentru tractarea longitudinală, prin remorcare cu tractorul pe culoar, prevăzută a se realiza în 3 variante de lungime: 200, 300 şi 400 m.

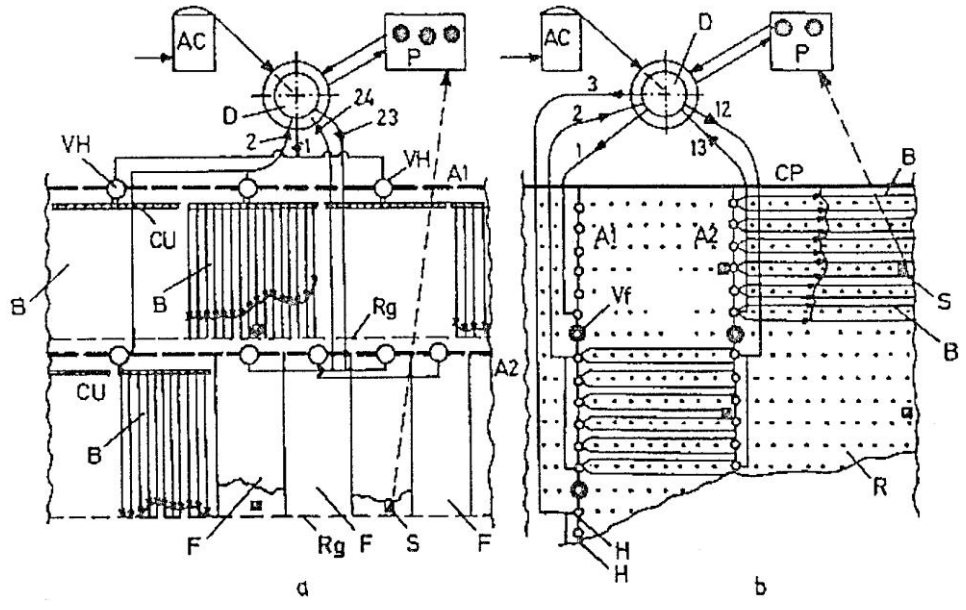



**Fig. 22.21.** Automatizarea udărilor prin procedeul pernelor pneumatice folosite la hidranţi, în sisteme periodice fixe (a) şi fixe (b): $A_1$, $A_2$ – antene cu conductă udare cu orificii permanent deschise; H – hidrant cu pernă pneumatică pentru udare a două brazde (Ø 100 mm); VH – vane hidrant (Ø 100 mm) cu pernă pneumatică; Rg – rigolă de colectare-evacuare; VF – vane flotor cu funcţiune automată; AC – acumulator de aer comprimat (15-20 daN/cm$^2$); 1, 2 ... 13 ... 24 – conductori de aer sub presiune (polietilenă Ø 4-8 mm) D – distribuitor pentru alimentarea sau evacuarea aerului; P – panou de comandă după program prestabilit sau după semnalizarea directă a poziţiei frontului de apă; S senzor de semnalizare radio.

### 22.3.2. INSTALAŢII DE FUNCŢIONARE AUTOMATIZATĂ A UDĂRII PE BRAZDE

Instalaţia închide şi deschide fie gurile de apă sau antene (fig. 22.21), pe conductele distribuitoare de sector, fie orificiile de pe conducta EUBA- 150 şi constă din: vană pneumatică, compresor de aer sau butelii, linie (tub) de alimentare cu aer în lungul conductei distribuitoare de sector şi tub de legătură la vana pneumatică cu robineţi. Vana pneumatică este acţionată cu aer comprimat, având ca clement de închidere o pernă de aer sub forma unui disc. Când perna este la presiunea maximă de aer închide vana şi în momentul evacuării aerului din discul de cauciuc vana este deschisă şi apa din conducta subterană de joasă presiune alimentează echipamentul de udare în brazde.

## 22.4. SCHEME ALE AMENAJĂRII INTERIOARE

Amenajările interioare (ploturile) se realizează pe scară largă cu reţea de conducte (conducta principală CP – conducte secundare – CS şi conducte terţiare sau conducte distribuitoare de sector (Cds). Suprafaţa aferentă unei Cds reprezintă sectorul de irigaţie, iar suprafaţa aferentă unui echipament EUBA este sectorul de udare (vezi fig. 22.19 şi 22.22). Pe suprafeţe restrânse se foloseşte şi amenajarea cu reţea de canale distribuitoare de ordinul I şi II (CDI-II) şi canale distribuitoare de sector (Cds). Din canalul de ultim ordin – Cds – apa trece în reţeaua provizorie aferentă sectorului de udare formată din canalul provizoriu rigole şi brazde în schema longitudinală şi canalul provizoriu şi brazde în schema transversală (vezi fig. 22.19 şi 22.23).

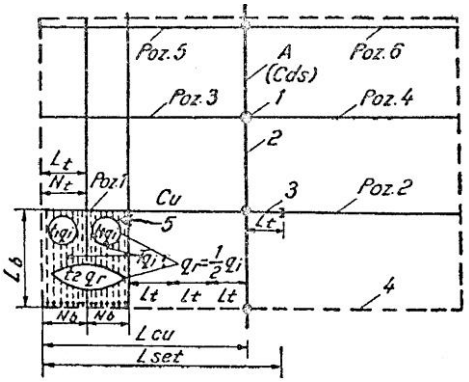



**Fig. 22.22.** Echipamentul (setul de udare) EUBA-150 şi sectorul de udare în schema transversală: A. (Cds)– antenă în amenajare bivalentă; 1 – hidrant + gură de apă, pentru aripă de aspersiune şi EUBA; 2 – hidrant pentru aripa de aspersiune; Poz. 4 – poziţia 4 a CU; 3 – tronson rezervă CU în aşteptare, care este egal cu $L_t$; $N_b$ – numărul de brazde de udare cu funcţionare concomitentă; $N_t$ – numărul de tuburi în funcţiune; $L_t$ – lungimea tronsonului în funcţiune; $L_{cu}$ – lungimea CU; $L$ – lungimea brazdelor; 4 – limita solei; 5 – brazde de udare.

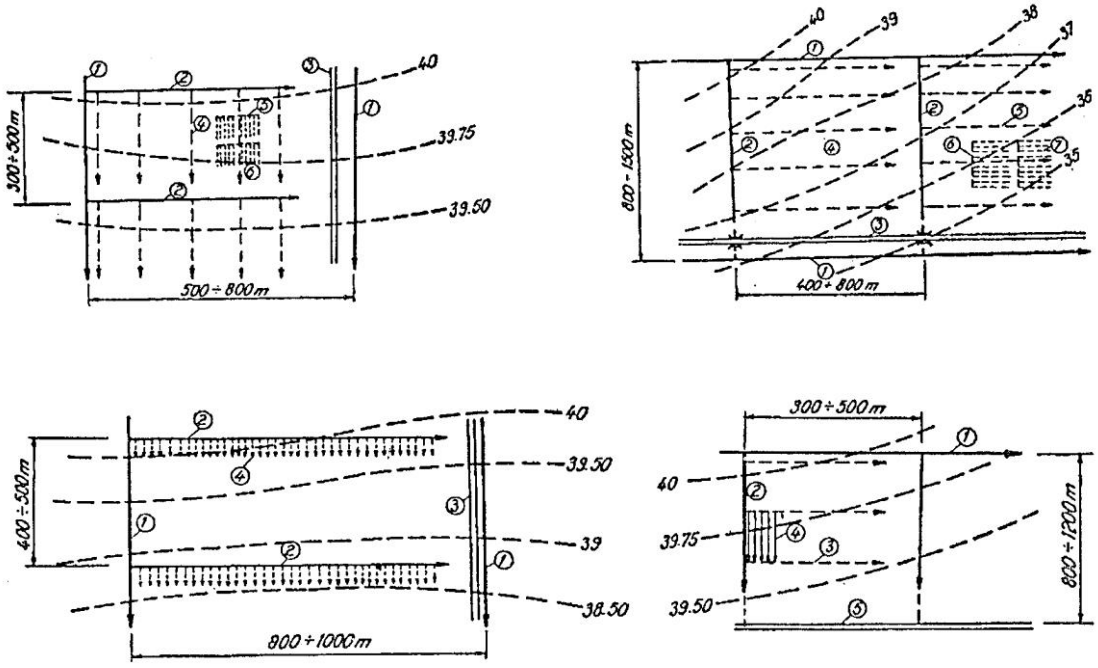



**Fig. 22.23.** a) Schema reţelei provizorii pentru pante de la 0,07-0,1%: 1 – CD II; 2 – CDS; 3 – drum de exploatare; 4 – canal provizoriu 5 – rigole; 6 – brazde sau fâşii. b) Schema reţelei provizorii pentru pante de la 0,1-0,7%: 1 – CD II; 2 – CDS; 3 – drum de exploatare 4 – sector de udare; 5 – canal provizoriu; 6 – rigole; 7 – brazde sau fâşii, c) Schema reţelei provizorii pentru pante de la 0,2-0,5%: 1 – CDS: 2 – canal provizoriu; 3 – drum de exploatare; 4 – brazde. d) Schema reţelei provizorii pentru pante de la 0,7-1,5%: 1 – CD II; 2 – CDS; 3 – canal provizoriu; 4 – brazde; 5 – drum de exploatare.

Capitolul 23

# TEHNICA IRIGAŢIEI PRIN ASPERSIUNE

În tehnica irigaţiei prin aspersiune, anual îşi fac apariţia noutăţi importante atât în tehnica de udare, cât şi de amenajare, în mod deosebit în perfecţionarea şi diversificarea echipamentului de udare, a instalaţiilor de aspersiune unde sunt rezultate remarcabile.

Se experimentează instalaţii de aspersiune care să funcţioneze cu presiuni mai scăzute, amenajări care să permită economii de materiale şi deci, toate acestea, ca măsuri de reducere a consumului de energie şi economisirea apei de irigaţie.

## 23.1. ELEMENTELE TEHNICE ŞI INDICII DE CALITATE A UDĂRII PRIN ASPERSIUNE

În scopul aplicării udărilor prin aspersiune în strânsă corelare cu condiţiile naturale de climă, sol şi plantă este necesară cunoaşterea elementelor tehnice şi calitative ale aspersiunii: intensitatea ploii, fineţea ploii, uniformitatea udării, eficienţa şi timpul de udare.

### 23.1.1. INTENSITATEA PLOII

Înălţimea stratului de apă realizat prin aspersiune în unitatea de timp, exprimată în mm/h, este cunoscută sub denumirea de intensitatea ploii sau pluviometrie, atunci când aspersoarele funcţionează în schemă de udare (fig. 23.1 şi 23.2).

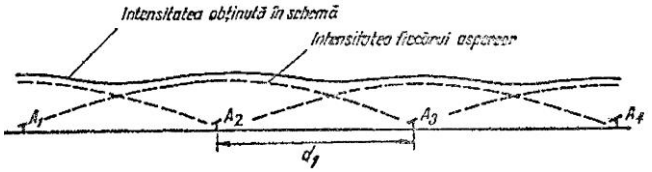



**Fig. 23.1.** Intensitatea ploii la aspersoarele ($A_1$, $A_2$, $A_3$...) montate în schemă $100 \cdot q$.

În tehnica aspersiunii se întâlnesc mai multe noţiuni de intensitate a ploii, care ilustrează aspectele calitative în strânsă legătură cu factorii naturali, tipurile de aspersoare etc.

*Intensitatea medie orară* ($i_h$) este cea redată în tabele de caracteristici ale aspersoarelor şi se calculează pe baza relaţiei:

$$i_h = \frac{100 \cdot q_a}{d_1 \cdot d_2} \text{ (mm/h)} \qquad (23.1)$$

în care:

$q_a$ este debitul aspersorului, în $m^3/h$;

$d_1$ – distanţa dintre aspersoarele de pe aripă, în m;

$d_2$ – distanţa între aripile de aspersiune, în m.

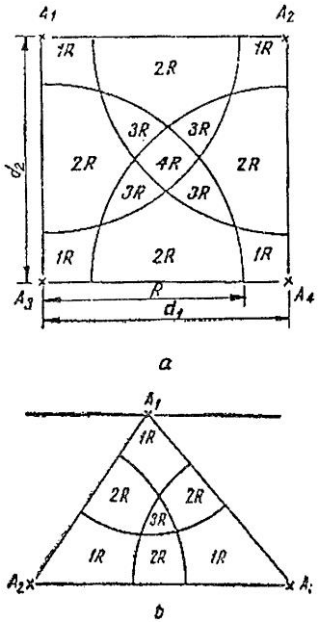



**Fig. 23.2.** Funcţionarea aspersoarelor în schema ($d_1$x$d_2$), a – aspersoarele $A_1$-$A_4$, schemă în pătrat; b – aspersoarele $A_1$-$A_3$, schemă în triunghi.

În literatura de specialitate se prezintă şi alte formule de calcul pentru intensitatea medie orară:

$$i_h = \frac{R}{p^{0,3}} \cdot d \text{ (mm/h)} \qquad (23.2)$$

în care:

$R$ este raza de stropire a aspersorului, în m;

$p$ – coeficient de pulverizare, dat de relaţia:

$$p = \frac{P}{d} \qquad (23.3)$$

în care:

$P$ este presiunea la aspersor, în m.c.A.;

$d$ – diametrul duzei aspersorului, în mm.

În funcţie numai de diametrul duzei aspersorului se poate folosi relaţia:

$$i_h = 1,6x\sqrt{d} \text{ (mm/h)} \qquad (23.4)$$

Pentru condiţiile de funcţionare izolată a aspersorului, intensitatea medie orară ($I_a$) se determină:

$$I_a = \frac{10^4 \cdot \varepsilon q_a}{7,85 \cdot D^2} \text{ (mm/h)} \quad (23.5)$$

în care:

ε este randamentul ploii, care la noi în ţară se ia 0,85-0,90;

$q_a$ – ca mai sus;

$D$ – diametrul de stropire al aspersorului, în m.

Trecerea acestei intensităţi de la aspersorul izolat ($I_a$) la cele în schemă de udare ($i_h$) se face prin multiplicarea cu 1,57 în cazul schemei în pătrat şi 1,20

a schemei în triunghi.

*Intensitatea medie reală ($i_r$)* se obţine experimental, colectând apa în vasele pluviometrice aşezate pe suprafaţa delimitată de cele patru aspersoare sau sub un singur aspersor (izolat), dar rezultatele trebuie prelucrate în schemele $d_1$ x $d_2$:

$$i_r = \frac{\sum h}{n} \text{ mm/h} \qquad (23.6)$$

în care:

$\sum h$ este suma înălţimii ploii colectată în vasele pluviometrice în timp de 1 oră, în mm;

$n$ – numărul vaselor pluviometrice.

Intensitatea medie reală are, aşadar, valori mai mici decât intensitatea medie orară, diferenţa fiind tocmai pierderea de apă din jetul aspersorului. În cazul condiţiilor climatice din ţara noastră, aceste pierderi medii pe 24 ore sunt de 10%, încât:

$$i_r = i_h - 0{,}10 \cdot i_h \text{ (mm/h)} \qquad (23.7)$$

*Intensitatea maximă* corespunde izochetei cu valoarea cea mai mare în prelucrările datelor experimentale obţinute în vasele pluviometrice. Această intensitate apare pregnant la viteze ale vântului de peste 3 m/s şi interesează pentru evitarea fenomenelor de băltiri şi scurgeri la suprafaţă a apei.

*Intensitatea instantanee* ($i_s$) este, convenţional, înălţimea apei ce cade la fiecare rotaţie a aspersorului:

$$i_s = \frac{1000 \cdot q_a \cdot t_r}{3600 \cdot d_1 \cdot d_2} \text{ (mm)} \qquad (23.8)$$

în care:

$q_a$, $d_1$ şi $d_2$ au aceeaşi semnificaţie ca mai sus;

$t_r$ este timpul de rotaţie al aspersorului, în s.

Această intensitate interesează tot sub aspectul evitării băltirilor şi scurgerilor la suprafaţa solului a apei aspersate şi se poate interpreta în funcţie de coeficientul de intensitate ($C_i$):

$$C_i = \frac{K}{i_s} \qquad (23.9)$$

în care:

$K$ este viteza de infiltraţie, în mm/minut.

Când $Q$ = 0,2-0,42, intensitatea aspersorului se corelează cu tipul de sol respectiv.

*Corelarea intensităţii ploii,* atât cu factorii de sol şi pantă, în scopul evitării fenomenelor de băltire şi scurgere la suprafaţă, cât şi cu factorii de climă (viteza vântului şi temperatura), pentru evitarea pierderilor mari prin evaporaţie din jet, a preocupat pe mulţi cercetători. Referindu-ne la intensităţile admise pe diferite tipuri de sol, rezultatele obţinute în majoritate, au o valoare minimă şi una maximă a intensităţii medii orare (tab. 23.1, 23.2).

Pe pante, intensităţile medii orare se reduc (tab. 23.3), cu scopul de a evita şiroirile, iar din fig. 23.3, la corelaţia intensităţii cu panta terenului, un rol important îl are indicele de fineţe a ploii *($K_p$).*

**Tabelul 23.1.** Intensităţi de ploaie admise pe diferite soluri

| Textura solului | Intensităţi de ploaie admise (în mm/h) (după diverse cercetări) | | | | Observaţii |
|---|---|---|---|---|---|
| Uşoară | 12,7-19,5 | 12-30 | 10-15 | 20 | Nisipos |
| Medie | 6,3-12,5 | 6-12 | 6-11 | 15<br>12 | Nisipo-lutos<br>Luto-nisipos |
| Grea | 2,5-6,3 | 6 | 5-7 | 10<br>8 | Lutos<br>Argilos |

**Tabelul nr. 23.2.** Corelaţia dintre caracteristicile solului şi intensitatea ploii

| Natura solului | Compoziţia mecanică a solului | Intensitatea ploii (mm/h) |
|---|---|---|
| Terenuri uşoare (luto-nisipoase, nisipo-lutoase, nisipoase) | Argilă: 0-20%<br>Nisip: 35-95% | 14-30 |
| Terenuri medii (argilo-nisipoase, luto-nisipoase, nisipo-argiloase, lutoase) | Argilă: 20-50%<br>Nisip: 20-50% | 6-12 |
| Terenuri grele (argilo-lutoase, argiloase, argiloase compacte) | Argilă: 50%<br>Nisip: 20% | 6 |

**Tabelul 23.3.** Descreşterea ploii admisibile şi a razei jetului la diverse pante ale terenului

| *I* | Descreşterea intensităţii admisibile (%) | Descreşterea spre amonte | |
|---|---|---|---|
| | | a razei jetului (%) | a ariei aspersate (%) |
| <0,05 | 0 | 0 | 0 |
| 0,06-0,08 | 20 | 6 | 12 |
| 0,09-0,12 | 40 | 9 | 18 |
| 0,13-0,20 | 60 | 19 | 23 |
| >0,20 | 70 | – | – |

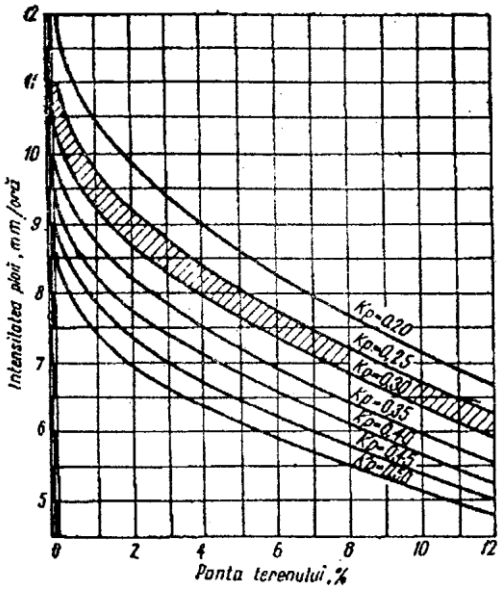



**Fig. 23.3.** Corelaţia intensităţii aspersiunii cu panta terenului şi indicele de fineţe a ploii.

## 23.1.2. FINEŢEA PLOII

Fineţea ploii de la aspersor este în funcţie de mărimea picăturilor şi prezintă importanţă în practica irigaţiilor prin corelaţia ce se realizează cu solul şi panta.

Multe experienţe scot în evidenţă influenţa mărimii picăturilor asupra vitezei de infiltraţie. Spre exemplu, pe solurile grele, la un diametru al picăturilor de 1 mm, după 15 minute viteza de infiltraţie se reduce cu 10%, în timp ce de la 2 mm reducerea este de 40%.

De regulă se recomandă ca mărimea picăturilor să fie cuprinsă între 0,5 şi 1 mm. Picăturile mai mici de 0,5 mm duc la pierderi mari prin evaporaţia apei din jet şi la stabilitate mică la vânt, modificând mult raza de acţiune a aspersorului.

În cazul unor culturi sensibile, picăturile mari distrug plantele, florile etc.

Pentru diversele corelaţii ale mărimii picăturilor cu diferiţi factori se calculează fineţea ploii ca indici de fineţe $K_p$ şi $\beta$ şi coeficientul de pulverizare α.

$$K_p = \frac{d}{H} \qquad (23.10)$$

$$\beta = \frac{R}{H} \qquad (23.11)$$

$$\beta = \frac{H}{d} \qquad (23.12)$$

în care:

$d$ este diametrul duzei aspersorului, în mm;

$H$ – presiunea apei la aspersor, în m.c.A.;

$R$ – raza de stropire a aspersorului, în m.

Interpretarea calităţii ploii este următoarea:

$K_p$ < 0,3 – ploaie fină, recomandată pentru flori, tutun, plante semincere, alte culturi sensibile, terenuri de curând însămânţate, pe soluri grele;

$K_p$ = 0,3-0,5 – ploaie medie, recomandată pentru pomi, plante ierboase, pe soluri medii, medii spre grele;

$K_p$ > 0,5 – ploaie grosieră, recomandată pentru păşuni şi fâneţe, pe soluri nisipoase şi uşoare;

β < 1 – ploaie foarte fină, recomandată pentru legume;

β = 1,0-1,1 – ploaie fină, pentru câmpuri şi culturi variate;

β = 1,1-1,2 – ploaie medie, pentru culturi stabile;

β = 1,2-1,3 – ploaie potrivit de mare, pentru păşuni şi fâneţe;

β > 1,3 – ploaie mare, nefolositoare

Între β şi $K_p$ s-a stabilit relaţia:

$$\beta = 1,4375 - 0,3083 K_p^{0,8} \qquad (23.13)$$

Pentru coeficientul de pulverizare α se consideră:

2,5 < α < 5,0

Mai mare ca 5,0 nu se recomandă, deoarece se consumă o cantitate prea ridicată de energie şi mai mic ca 2,5 se produce ploaie grosiera. Pentru irigarea legumelor şi florilor se recomandă α = 3,3-5,0 şi pentru culturi de câmp: α = 2,5-3,3.

O apreciere mai completă privind limitele de pulverizare a apei în funcţie de presiuni de la 25-45 m.c.A. şi diametru al duzelor aspersoarelor de la 5-12 mm, este redat în fig. 23.4.

În cercetările efectuate în condiţiile sistemelor noastre de irigaţii, interpretările privind fineţea ploii s-au făcut funcţie de $K_p$ şi a rezultat că mărimile optime ale pulverizării sunt de la 0,2-0,5, cu deosebire 0,30. Sub 0,2 ploaia fină este influenţată de vânt, provocându-se pierderi mari prin evaporaţie, iar peste 0,5 se accentuează energia impactului provocată de picăturile mari, se distrug agregatele de sol, micşorându-se viteza de infiltraţie.

O condiţie importantă este aceea a creşterii mărimii picăturilor de la aspersor către marginea udată.

Pentru aspersorul $ASJ_1$-M, folosit la noi pe cele mai mari suprafeţe, mărimile picăturilor ($d$) variază în mod direct cu depărtarea faţă de aspersor, atingând valoarea maximă la extremitatea razei de acţiune.

Folosind pentru calculul lui $d$ relaţia:

$$d = 0,76631 \cdot \sqrt[3]{d_1^2} \text{ (mm)} \qquad (23.14)$$

în care:

$d$ este diametrul real al picăturii, în mm;

$d_1$ – diametrul mediu al urmelor lăsate de picături pe hârtia de filtru în mm.

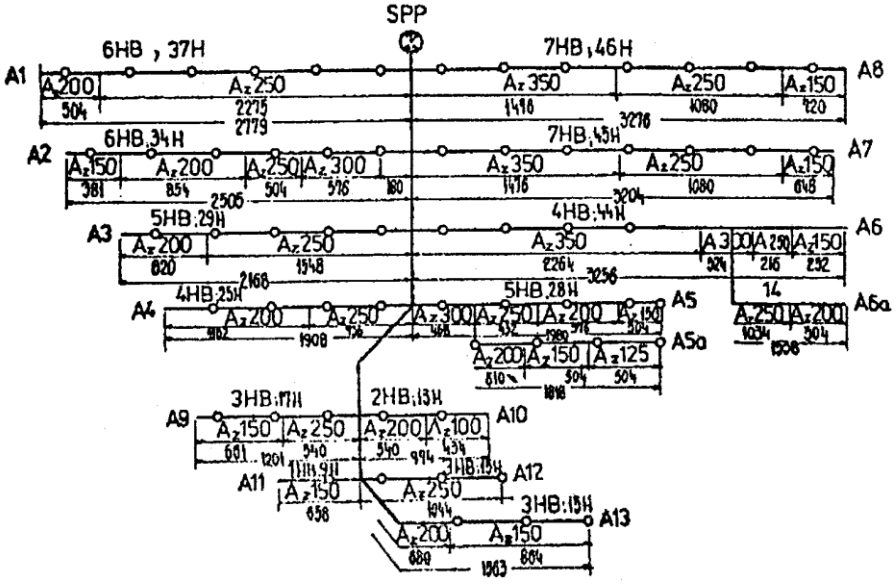



**Fig. 23.4.** Aprecieri privind limitele de pulverizare a apei, după mai multe cercetări şi domenii (zone) de folosire.

## 23.1.3 UNIFORMITATEA UDĂRII

Modul de repartiţie a apei aspersate pe suprafaţa solului este de mare importanţă pentru aprecierea calităţii udării. Aceasta repartiţie, exprimată prin coeficientul de uniformitate, are implicaţii în dezvoltarea culturilor şi deci asupra producţiilor ce se obţin.

Mulţi cercetători s-au ocupat de modul de stabilire şi de exprimare a uniformităţii udării, aceştia având în vedere uniformitatea sub aspectul suprapunerii razelor de acţiune a aspersoarelor în schemă, de uniformitatea în lungul aripii, de corelaţia între uniformitatea udărilor cu producţia obţinută etc.

În experimentările cercetătorilor noştri şi din alte ţări se foloseşte mai mult coeficientul de uniformitate $C_u$, după Christiansen:

$$C_u = 100\left[1 - \frac{\sum\left(h - \overline{m}\right)}{\overline{m} \cdot n}\right] \% \qquad (23.15)$$

în care:

$h$ este înălţimea apei în fiecare cutie pluviometrică, în mm;

$m$ – înălţimea medie de apă căzută în pluviometre, în mm;

$n$ – numărul vaselor pluviometrice.

Valorile respective se obţin prin experimentarea aspersoarelor în stand, unde pluviometrele se aşază în caroiaj şi, pentru a nu comite erori care să depăşească nivelul de semnificaţie cu 5% probabilitate de transgresiune, este necesar câte un pluviometru la 4 m$^2$.

Coeficientul de uniformitate astfel obţinut are în vedere unul din indicii de bază ai aspersiunii, şi anume abaterea medie, şi se consideră satisfăcător când are valori mai mari ca 70%. Pentru o interpretare mai de detaliu putem avea în vedere $C_u$ = 100-85%, uniformitate foarte bună şi bună; $C_u$ = 85-75%, uniformitate medie; $C_u$ = 75-65%, uniformitate slabă; $C_u$ 65%, uniformitate necorespunzătoare.

O serie de experimentări i-au permis lui Christiansen să prezinte variaţia coeficientului de uniformitate pentru diferitele profile ale intensităţii ploii de formele A-F, caracteristic tipurilor de aspersoare în lungul diametrului (fig. 23.5)

Sunt şi alte formule de calcul pentru uniformitatea udării, care au în vedere diferite metodici experimentale şi de prelucrare a datelor, printre care:

$$C_u = 100\left(\frac{H_0}{H_m} \cdot \frac{s}{S}\right)(\%) \qquad (23.16)$$

în care:

$H_0$ este înălţimea minimă a ploii, în mm;

$H_m$ – înălţimea medie a ploii, în mm;

$s$ – suprafaţa irigată care a primit de la 80% la 120% din înălţimea ploii medii, în m$^2$;

$S$ – suprafaţa totală udată, în m$^2$.

$$C_u = h_m \sqrt{\frac{n-1}{\sum_{i=1}^{n=1} d_1^2}} \ (\%) \qquad (23.17)$$

în care:

$h_m$ este intensitatea medie, în mm/h;

$d_1$ – înălţimi locale, medii, în mm;

$n$ – numărul de observaţii.

$$G_u = \frac{i_m}{i_{\max}} \qquad (23.18)$$

în care:

$G_u$ este gradul de uniformitate, care dacă: $G_u \equiv 1$ se consideră udare acceptabilă şi $G_u$ < 0,5 este neacceptabilă;

$i_m$ este intensitatea medie reală, în mm/h;

$i_{\max}$ – intensitatea maximă corespunzătoare în 3-5 puncte, în mm/h.

$$\frac{h_1}{R_1} = \frac{h_2}{R_2} \qquad (23.19)$$

Se consideră uniformitate maximă de udare când se respectă relaţia de mai sus, în care: $h_1$ şi $h_2$ reprezintă înălţimile de ploaie pe unitatea de lungime a jetului, corespunzătoare razelor de stropire $R_1$ şi $R_2$.

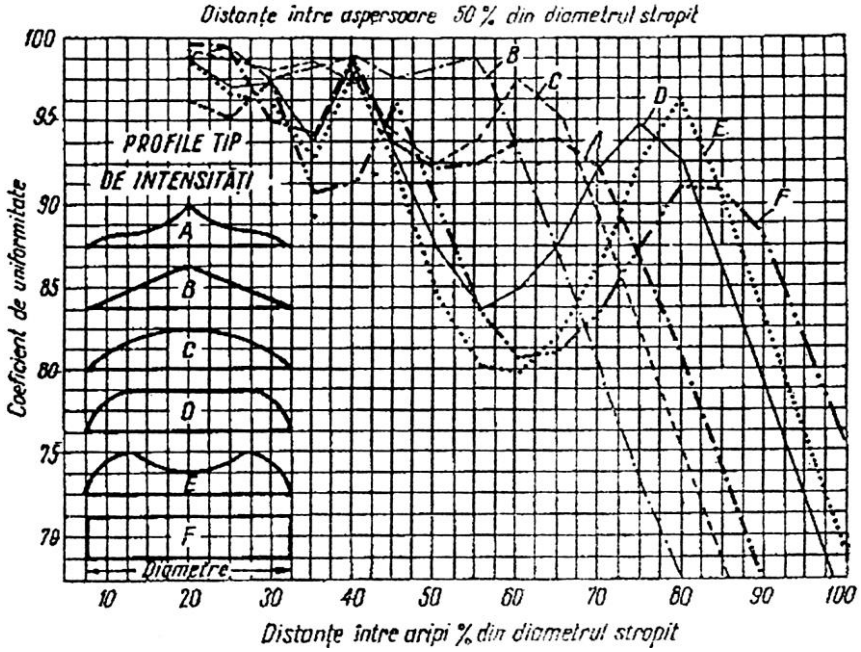



**Fig. 23.5.** Coeficientul de uniformitate pentru diferite profile de intensitate ale aspersoarelor.

$$S_n = 100\left(1 - \frac{S_i - S_e}{S_t}\right) \qquad (23.20)$$

în care:

$S_n$ este suprafaţa normal udată, adică acea suprafaţă care primeşte cantitatea de apă corespunzătoare intensităţii medii reale ($i_r$), cu abaterea de ±25%. Această suprafaţă $S_n$ este obţinută prin metoda izohietelor (Kolesnik) şi dată în %;

$S_i$ – suprafaţa insuficient udată, în %;

$S_c$ – suprafaţa excesiv udată, în %;

$S_t$ – suprafaţa efectiv udată total.

S"=100

Uniformitatea udării, aşa cum s-a prezentat mai sus, înţeleasă în schema de funcţionare a aspersoarelor, depinde de viteza vântului şi direcţia lui, de unele caracteristici tehnice ale aspersoarelor, înălţimea lor de montare etc. Cercetările efectuate la noi în ţară în legătură cu viteza vântului, respectiv aflarea distanţei optime de aşezare a aspersoarelor, sunt redate în tabelul 23.4, alături de rezultate din alte ţări. Până la viteze ale vântului de 2 m/s nu apar modificări semnificative în uniformitatea udării. Această viteză este frecvent întâlnită în zonele irigabile din ţară, fiind cuprinsă în categoria de viteză de la 1 la 3 m/s, categorie dominantă în perioada de irigaţie martie-octombrie (tab. 23.5 şi 23.6).

Datele respective indică, în condiţiile de vânt amintite, că sunt necesare modificări de schemă, prin trecerea de la 0,65 D la 0,60 D şi mai rar la 0,50 D pentru schemele rectangulare sau formarea aripilor direct la 0,60 D pentru lunile iulie şi august în Câmpia Română, Dobrogea şi Podişul Moldovei şi pentru mai şi iunie în Câmpia Tisei şi Podişul Transilvaniei.

**Tabelul 23.4.** Distanţa optimă de aşezare a aspersoarelor în funcţie de viteza vântului (după diferite cercetări)

| Viteza vântului (m/s) | Distanţa dintre aspersoare (% din diametru) | Viteza vântului (m/s) | Distanţa dintre aspersoare (% din diametru) | Viteza vântului (m/s) | Distanţa dintre aspersoare (% din diametru) |
|---|---|---|---|---|---|
| Calm | 65 | 1-2 | 60 | 0-1,5 | 60-70 |
| 0<2,5 | 60 | 2-3 | 50 | 1,5-3,0 | 50-60 |
| 2,5-5,0 | 50 | 3-4 | 30-50 | 3,0-4,0 | 40-50 |
| >5,0 | 30 | >4 | 30 | 4,0-5,0 | 30-40 |
| | | | | >5 | 25-30 |

**Tabelul 23.5.** Frecvenţa vântului (%) pe categorii de intensităţi, pe luni şi pe zone geografice

| Categoria | Viteza vântului (m/s) | Martie | Aprilie | Mai | Iunie | Iulie | August | Septembrie | Octombrie |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Câmpia Română şi Dobrogea | | | | | | | | | |
| I | <1 | 16,5 | 14,4 | 14,1 | 17,6 | 21,4 | 22,0 | 24,3 | 28,1 |
| II | 1-3 | 37,8 | 41,7 | 44,4 | 48,4 | 50,5 | 50,2 | 47,7 | 41,8 |
| III | 3-5 | 26,0 | 27,2 | 27,8 | 24,0 | 21,0 | 19,9 | 20,1 | 19,3 |
| IV | 5-8 | 12,8 | 12,2 | 10,2 | 7,9 | 5,7 | 6,4 | 4,1 | 7,7 |
| V | >8 | 6,9 | 4,5 | 3,5 | 2,9 | 1,4 | 1,5 | 1,8 | 3,1 |
| Câmpia Tisei | | | | | | | | | |
| I | <1 | 23,8 | 21,2 | 22,0 | 24,1 | 30,7 | 42,5 | 32,9 | 39,6 |
| II | 1-3 | 38,9 | 41,5 | 45,7 | 46,8 | 45,2 | 31,0 | 44,2 | 38,3 |
| III | 3-5 | 23,7 | 25,4 | 23,7 | 23,8 | 20,0 | 21,8 | 18,6 | 16,6 |
| IV | 5-8 | 10,4 | 9,8 | 7,2 | 4,8 | 3,7 | 4,3 | 3,8 | 4,9 |
| V | >8 | 3,2 | 2,1 | 1,4 | 0,5 | 0,4 | 0,4 | 0,5 | 0,6 |
| Podişul Transilvaniei | | | | | | | | | |
| I | <1 | 36,7 | 33,4 | 34,6 | 36,4 | 41,0 | 45,0 | 48,9 | 54,4 |
| II | 1-3 | 373 | 42,8 | 45,8 | 44,4 | 43,0 | 42,2 | 38,5 | 32,2 |
| III | 3-5 | 17,4 | 17,4 | 14,8 | 15,4 | 13,1 | 10,4 | 9,4 | 9,8 |
| IV | 5-8 | 6,4 | 5,0 | 4,0 | 3,3 | 2,6 | 1,8 | 2,7 | 2,8 |
| V | >8 | 2,2 | 1,4 | 0,8 | 0,5 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,8 |
| Podişul Moldovei | | | | | | | | | |
| I | <1 | 18,9 | 20,3 | 19,1 | 20,1 | 24,5 | 28,4 | 31,0 | 32,6 |
| II | 1-3 | 41,6 | 40,6 | 43,4 | 45,9 | 47,6 | 47,2 | 45,2 | 40,3 |
| III | 3-5 | 22,9 | 24,6 | 24,6 | 22,9 | 20,0 | 17,8 | 16,9 | 20,1 |
| IV | 5-8 | 11,0 | 10,4 | 9,7 | 8,0 | 6,2 | 5,1 | 5,3 | 5,5 |
| V | >8 | 5,6 | 4,1 | 3,2 | 3,1 | 1,7 | 1,5 | 1,6 | 1,5 |

**Tabelul 23.6.** Frecvenţa vântului (%) pe categorii de intensităţi, pentru perioada martie-octombrie, pe zone geografice

| Categoria | Viteza vântului (m/s) | Câmpia Română şi Dobrogea | Câmpia Tisei | Podişul Transilvaniei | Podişul Moldovei |
|---|---|---|---|---|---|
| I | <1 | 19,8 | 29,6 | 41,4 | 24,4 |
| II | 1-3 | 45,4 | 41,4 | 40,7 | 44,0 |
| III | 3-5 | 23,2 | 21,8 | 13,5 | 21,2 |
| IV | 5-8 | 8,6 | 6,1 | 3,6 | 7,6 |
| V | >8 | 3,0 | 1,1 | 0,8 | 2,8 |

La modificarea schemelor trebuie avut în vedere viteza vântului la înălţimea aspersorului. În cazul în care se folosesc valorile de la staţiile meteorologice, unde înregistrările se fac la giruete situate la înălţimea de 10 m, acestea se vor transforma cu formula:

$$W = W_1 \frac{\log \frac{z}{z_0}}{\log \frac{z_1}{z_0}} \text{ (m/s)} \qquad (23.21)$$

în care:

$W$ este viteza vântului la înălţimea aspersorului, în m/s;

$W_1$ – viteza vântului la înălţimea giruetei, în m/s;

$z$ – înălţimea aspersorului, în m;

$z_0$ – parametrul rugozităţii (3 cm în cazul suprafeţei solului);

$z_1$ – înălţimea giruetei, în m.

Aripile se amplasează pe cât posibil perpendicular pe vântul dominant, iar aspersoarele la înălţimea de 40-60 cm deasupra solului sau a culturilor, pentru a evita turbulenţa vântului ce se formează imediat deasupra solului şi a culturilor.

Cu privire la uniformitatea udării în lungul aripilor de aspersiune, aceasta este considerată satisfăcătoare dacă pierderea de sarcină între primul şi ultimul aspersor ($K_p$) nu depăşeşte 20% din presiunea de regim (criteriul Christiansen):

$$K_p \leq 0{,}2 \cdot H_a$$

în care:

$H_a$ este presiunea de regim a aspersorului, în m.c.A.

## 23.1.4. EFICIENŢA UDĂRII. PIERDERILE DE APĂ PRIN EVAPORAŢIE

Exprimarea eficienţei udării se face fie în funcţie de uniformitatea udării şi pierderile de apă (fig. 23.6), fie în funcţie de uniformitatea producţiei obţinută, deşi mai sunt o serie de alţi indici calitativi ai aspersiunii, în principal mărimea picăturilor şi o serie de factori ai tehnologiei culturilor.

O primă exprimare se poate face folosind formula:

$$E_u = \frac{V \cdot C_u}{100} \qquad (23.22)$$

în care:

$E_u$ este indice de eficienţă a udării, subunitar (valorile apropiate de 1 exprimă eficienţa superioară);

$V$ – apa aspersată căzută pe sol şi pe frunze (90%);

$C_u$ – coeficientul de uniformitate, în %.

Se scoate în evidenţă că la temperaturile aerului de 30-35°C şi la viteze ale vântului de 4,5-5 m/s pierderile de apă prin evaporaţie pot atinge la un moment dat, în timpul zilei, valori de 33-36%. Interesează însă media pierderilor pe 24 de ore, care înregistrează valori de 10% în condiţiile ţării noastre şi de 15-16% în condiţii deşertice, unde media pierderilor la udările aplicate pe timpul nopţii este de 7%.

O importanţă mare în evitarea pierderilor o are mărimea picăturilor, respectiv coeficientul de pulverizare, care se consideră optim de la 0,2 la 0,5, ceea ce impune o corelare a mărimii duzelor cu presiunea de lucru a aspersoarelor. Spre exemplu, pentru aspersorul $ASJ_1$-M, care este frecvent folosit la noi în ţară, la duza cu diametru de 7 mm, se recomandă presiunea de lucru de 25 m.c.A.

În scopul unei eficienţe sporite a udărilor, ţinând seamă de densitatea condiţiilor pedoclimatice, se poate optimiza corelarea acestor condiţii cu elementele tehnice şi indicii calitativi ai aspersiunii, ajungându-se la modelarea condiţiilor de utilizare a aripilor de aspersiune, folosind programe pentru calculator.

## 23.1.5. TIMPUL DE UDARE

Timpul de aplicare a udării $t$ într-o poziţie a aripii de aspersiune (staţionară) se stabileşte cu relaţia:

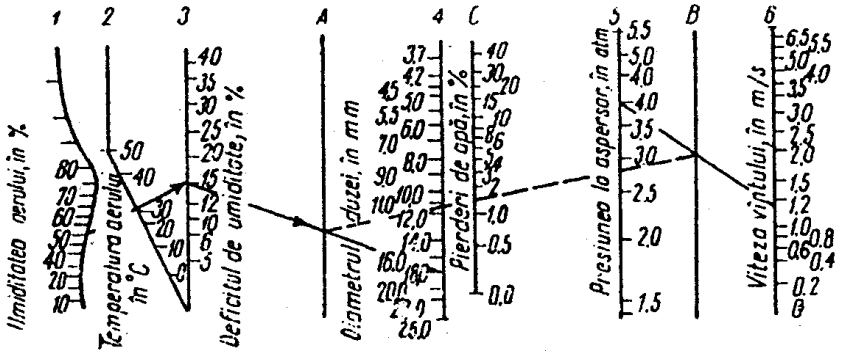



**Fig. 23.6.** Nomogramă pentru calculul pierderilor de apă la aspersiune prin evaporaţie.

$$t = \frac{m}{10 \cdot i_h} \text{ (ore)} \qquad (23.23)$$

în care:

$m$ este norma de udare brută, în $m^3$/ha;

$i_h$ – intensitatea medie orară, în mm/h.

Dacă în calcul se foloseşte norma de udare netă, atunci se are în vedere intensitatea medie reală.

La udările aplicate pe timpul nopţii se poate face o reducere de timp de până la maximum 10%, având în vedere faptul că pierderile sunt reduse.

Pentru aripile de udare (instalaţiile) care aplică udarea în continuă mişcare, la timpul de udare este necesar a se avea în vedere:

– viteza de mişcare a instalaţiei să permită corelarea optimă atât între intensitatea ploii şi viteza de infiltraţie a apei în sol, cât şi între intensitatea ploii şi evapotranspiraţie, şi deci;

– timpul de revenire pe o anumită suprafaţă să fie cel corespunzător consumului evapotranspiraţie, acoperind şi timpul aferent riscurilor mecanice.

## 23.2 ASPERSORUL

În cadrul unei aripi de aspersiune sau a unei instalaţii, aspersorul este piesa cea mai importantă, de ale cărui caracteristici constructive şi funcţionale (performanţe) depinde, în cea mai mare măsură, calitatea ploii. El este metalic şi funcţionează pe diferite principii, acţionat de apa care trece prin el sub presiune. Unele tipuri sunt executate şi din material plastic, în totalitate sau numai anumite piese componente.

Pentru studiul aspersoarelor este necesară mai întâi o clasificare, pentru a putea cunoaşte tipul aspersorului, şi în acest sens se dă clasificarea din tabelul 23.7.

**Tabelul 23.7.** Clasificarea aspersoarelor

| | |
|---|---|
| 1. După presiune | Aspersor la foarte joasă presiune (mai mic de 1,5 kgf/cm2)<br>Aspersor la joasă presiune (cuprinse între 1,6 şi 2,5 kgf/cm2)<br>Aspersor la presiune medie (cuprinse între 2,6 şi 5 kgf/cm2)<br>Aspersor la înaltă presiune (mai mare de 5 kgf/cm2) |
| 2. După intensitatea ploii | Aspersor de mică intensitate a ploii (sau cu ploaie lentă) (1,5-5 mm/h)<br>Aspersor cu intensitate medie a ploii (6-20 mm/h)<br>Aspersor de mare intensitate a ploii (21-30 mm/h şi mai mult) |
| 3. După jet | Aspersor cu jet foarte mic (până la 12 m)<br>Aspersor cu jet mic (de la 13 până la 20 m)<br>Aspersor cu jet mediu (de la 21 la 35 m)<br>Aspersor cu jet mare (de la 36-50 m)<br>Aspersor cu jet foarte mare (peste 50 m) |
| 4. După numărul de jeturi | Aspersor cu jet unic<br>Aspersor cu două jeturi<br>Aspersor cu jeturi multiple separate<br>Aspersor cu jeturi interferenţe |
| 5. După unghiul ţevii de lansare a jetului cu orizontala | 32°; 30°; 27° şi 7-14° (destinate a uda sub coroana pomilor) |

### 23.2.1. ASPERSOARE FABRICATE ÎN ŢARĂ

În prezent, la noi în ţară se fabrică următoarele aspersoare: $AJR_1$, $ASJ_1$-M; $ASM_1$; $ASM_2$-M, $ASM_4$, $ASM_5$ şi $ARS_2$. Toate aceste aspersoare sunt de tip rotativ în cerc, cu şoc şi metalice, din alamă.

Anterior acestora, începând din anul introducerii aspersiunii la noi (1953), au fost aspersoarele ASM pentru aripi de tip IAC, apoi aspersorul $AR_{60}$ pentru instalaţia IAJ-60S cu jet lung. În anul 1966 s-au introdus în fabricaţie aspersoarele $ASJ_1$ şi $ASM_2$ pentru aripi de aspersiune în conducte de aluminiu – II A şi II A – M. În anul 1970, aceste două aspersoare au început să fie fabricate într-o variantă modificată, denumite $ASJ_1$M şi $ASM_2$-M şi s-a introdus şi aspersorul $ASM_1$, după care până în prezent s-au mai realizat şi aspersoarele $AJR_1$, $ASM_4$, $ASM_5$ şi $ARS_2$.

Dintre toate aceste aspersoare, $ASJ_1$M este folosit cel mai mult, apoi $ASM_2$-M, ale căror caracteristici tehnice sunt prezentate în tabelele 23.8 şi 23.9. Părţile componente, care în general sunt aceleaşi, se prezintă în fig. 23.6 pentru $ASJ_1$M, iar pentru recunoaştere fig. 23.7 şi 23.8.

Aspersoarele prezentate funcţionează datorită presiunii jetului de apă, care loveşte suprafaţa paletei, efectuând astfel o rotire a braţului oscilant în jurul axului, de circa 170°. La revenire, datorită resortului, braţul oscilant loveşte în jugul corpului superior (5) deplasând aspersorul faţă de poziţia precedentă cu câteva grade. Repetarea acestei operaţii dă aspersorului o mişcare de rotaţie, realizând udarea unei suprafeţe circulare.

Demontarea şi montarea aspersorului se face pe subansamble:

– ansamblul inferior, format dintr-o serie de piese caic se montează pornind de la pivot (2), apoi garniturile (3,4) corpul inferior (1), arcul (14), şaiba (15), manşonul (16);

– ansamblul braţ oscilant, cu resortul (12), capătul de jos în braţul oscilant (11) şi cel superior în inelul de reglare (17);

– ansamblul superior, care are corpul superior (5) cu jug, duză (18), garnitura din material plastic (10), axul (9) asigurat cu splintul (13).

Torsionarea resortului de revenire se realizează prin rotirea în sensul acelor de ceasornic a inelului de reglare, care apoi se fixează pe partea superioară a jugului printr-un crenel, încât numărul de şocuri în funcţionare se poate mări sau micşora şi deci varia viteza de rotire a aspersorului, în scopul corelării intensităţii pe rotire cu viteza de infiltraţie a apei în sol.

**Tabelul 23.8.** Caracteristicile tehnice ale aspersoarelor $ASJ_1$-M

| Diametrul duzei $\phi$ (mm) | Presiunea de lucru $P$ (kgf/cm$^2$) | Debitul $Q$ (m$^3$/h) | Diametrul de stropire $D$ (m) | Intensitatea orară *ih* (mm/h) calculată pentru schemele de udare ($d_1$x$d_2$) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 12 x 12 m | 12 x 18 m | 18 x 18 m | 18 x 24 m | 24 x 24 m |
| 5 | 2,5 | 1,45 | 30,2 | 10,1 | 6,7 | 4,5 | 3,4 | 2,5 |
| | 3,0 | 1,59 | 31,0 | 11,0 | 7,4 | 4,9 | 3,7 | 2,7 |
| | 3,5 | 1,72 | 31,6 | 11,9 | 8,0 | 5,3 | 4,0 | 3,0 |
| | 4,0 | 1,84 | 32,4 | 12,8 | 8,5 | 5,7 | 4,3 | 3,2 |
| | 4,5 | 1,95 | 33,0 | 13,5 | 9,0 | 6,0 | 4,5 | 3,4 |
| 6 | 2,5 | 2,02 | 30,8 | 14,0 | 9,4 | 6,2 | 4,7 | 3,5 |
| | 3,0 | 2,21 | 31,6 | 15,3 | 10,2 | 6,8 | 5,1 | 3,8 |
| | 3,5 | 2,39 | 32,2 | 16,6 | 11,1 | 7,4 | 5,5 | 4,1 |
| | 4,0 | 2,56 | 32,8 | 17,7 | 11,85 | 7,9 | 5,5 | 4,4 |
| | 4,5 | 2,71 | 33,4 | 18,8 | 12,5 | 8,4 | 6,3 | 4,7 |
| 7 | 2,5 | 2,61 | 33,0 | 18,1 | 12,1 | 8,1 | 6,0 | 4,5 |
| | 3,0 | 2,85 | 34,0 | 19,8 | 13,2 | 8,8 | 6,6 | 4,9 |
| | 3,5 | 3,08 | 35,0 | 21,4 | 14,2 | 9,5 | 7,1 | 5,3 |
| | 4,0 | 3,29 | 36,0 | 22,8 | 15,2 | 10,2 | 7,6 | 5,7 |
| | 4,5 | 3,49 | 37,0 | 24,2 | 16,5 | 10,8 | 8,1 | 6,1 |
| 7,5 | 2,5 | 3,24 | 34,0 | 22,5 | 15,0 | 10,0 | 7,5 | 5,6 |
| | 3,0 | 3,55 | 35,0 | 24,6 | 16,4 | 11,0 | 8,2 | 6,2 |
| | 3,5 | 3,83 | 36,0 | 26,6 | 17,7 | 11,8 | 8,9 | 6,6 |
| | 4,0 | 4,10 | 37,0 | 28,5 | 19,0 | 12,7 | 9,5 | 7,1 |
| | 4,5 | 4,35 | 38,0 | 30,2 | 20,1 | 13,4 | 10,1 | 7,6 |

**Tabelul 23.9.** Caracteristicile tehnice ale aspersorului ASM-2 M

| Diametrul duzei $\phi$ (mm) | Presiunea de lucru $P$ (kgf/cm$^2$) | Debitul $Q$ (m$^3$/h) | Diametrul de stropire D (m) | Intensitatea orară *ih* (mm/h) calculată pentru schemele de udare ($d_1$x$d_2$): | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 30 x 30 m | 30 x 36 m | 36 x 36 m |
| 11÷6,3 | 3,0 | 10,03 | 47,8 | 11,1 | 9,3 | 7,7 |
| | 3,5 | 10,83 | 50,0 | 12,0 | 10,0 | 8,4 |
| | 4,0 | 1138 | 52,4 | 12,9 | 10,7 | 8,9 |
| | 4,5 | 12,29 | 54,6 | 13,7 | 11,4 | 9,5 |
| 13 ÷ 63 | 3,0 | 12,45 | 50,8 | 13,8 | 11,5 | 9,6 |
| | 3,5 | 13,45 | 53,0 | 14,9 | 12,5 | 10,4 |
| | 4,0 | 14,38 | 55,4 | 16,0 | 13,3 | 11,1 |
| | 4,5 | 15,25 | 57,6 | 16,9 | 14,1 | 11,8 |
| | 3,0 | 14,24 | 53,0 | 15,8 | 13,2 | 11,0 |
| 14,5 ÷ 6,3 | 33 | 15,37 | 56,0 | 17,1 | 14,2 | 11,9 |
| | 4,0 | 16,43 | 59,0 | 18,3 | 15,2 | 12,7 |
| | 43 | 17,43 | 62,0 | 19,4 | 16,1 | 13,4 |

Aspersorul $ASJ_rM$ corespunde unei game largi de soluri din punct de vedere textural, terenurilor cu şi fără pante mari, putând fi folosit pentru toate plantele, inclusiv cele mai sensibile, ca: legumele, tutunul etc. precum şi în combaterea brumelor. Este indicat a se utiliza îndeosebi schema de 18 x 18 m.

Aspersorul ASM, corespunde din punct de vedere al intensităţilor, îndeosebi solurilor medii şi bineînţeles celor uşoare, pentru toate plantele şi este indicat să fie folosit în schema de 24 x 24 m cu duzele de 8 şi 9 mm.

Aspersorul $ASM_2$-M corespunde îndeosebi terenurilor uşoare şi nisipurilor la o gamă larga de culturi. Schema de 30 x 30 corespunde mai bine la duza de 11 + 6,3 mm, iar 36 x 36 la cea de 14,5 + 6,3 mm.

Aspersoarele $ASJ_1M$ şi $ASM_1$ au ţeava de lansare la 30° faţă de orizontală, iar $ASM_2$-M la 27°. Greutatea lor este de 0,7; 1,65 şi 2,0 kg. Schemele de funcţionare în triunghi sunt mai favorabile decât cele în pătrat, îmbunătăţind uniformitatea stropirii cu până la 5%. Se mai

recomandă folosirea valorilor intensităţilor (tabelele cu caracteristicile aspersoarelor) din interiorul chenarului şi respectiv cele din stânga liniei întrerupte, precum şi indicii de fineţe a ploii cuprinse între 0,20-0,48.

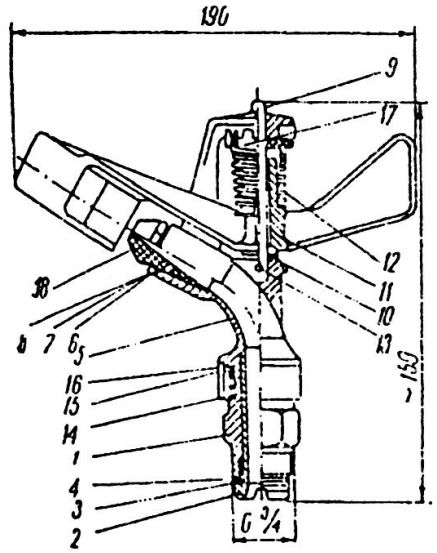



**Fig. 23.7.** Secţiune prin aspersorul $ASJ_1$-M.

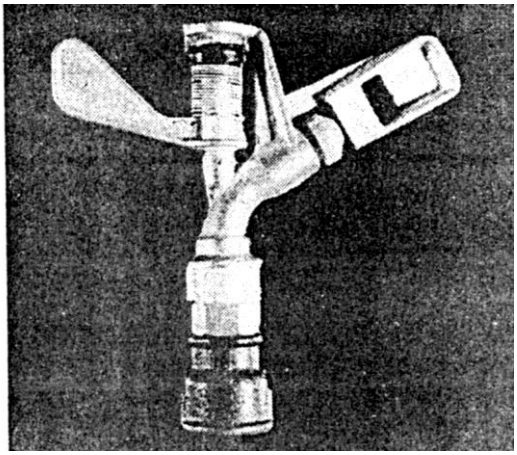


**Fig. 23.8.** Aspersorul $ASJ_1$-M.

Aspersorul $AJR_1$, aspersor cu jet razant, destinat funcţionării lui sub coroana pomilor, are ţeava de lansare la un unghi de 7°, diametrul duzelor este de 3,5; 4; 4,5 şi 5 mm şi funcţionează în schemele de 12 x 12; 12 x 18 şi 18 x l8m, la presiuni de 1,5-2,5 kgf/cm$^2$.

Aspersorul $ASM_4$ este destinat terenurilor plane cu soluri uşoare şi medii în cazul culturilor care acoperă bine solul cu vegetaţie. Este prevăzut cu 3 duze, duza mare fiind de 14,5,16,18 şi 20 mm, duza mijlocie de 6,0 şi 8,0 mm, iar cea mică de 4 mm. Funcţionează în scheme de 42 x 42; 42 x 48 şi 48 x 48 m, la presiuni de 4-8 kgf/cm$^2$. Prezintă două ţevi de lansare, în capătul cărora se montează duzele mari şi mijlocii, iar a treia duză se montează în corpul superior sub ţeava de lansare secundară.

Aspersorul $ASM_5$ este prevăzut tot cu trei duze plasate ca mai sus, duza mare fiind de 22; 26; 28 şi 32 mm, cea mijlocie de 10 şi 12 m, iar a treia de 5 şi 6 mm, funcţionează în scheme de 54 x 54; 60 x 60; 66 x 66 şi 72 x 72 m şi la presiuni de la 4 la 8 kgf/cm$^2$. Are greutatea de 9,15 kg.

Aspersorul $ARS_2$, aspersor reactiv cu funcţionare în sector de cerc, este prevăzut cu duze de 16; 18; 20 şi 22 mm şi este folosit (câte 2 buc.) pentru instalaţia de aspersiune cu tambur şi furtun IATF-300.

La presiuni la hidrant 4,5-5,0 daN/cm$^2$, aspersorul funcţionează cu 2,6-4,0 daN/cm$^2$ şi 10,6-17,6 l/s.

## 23.2.2. ASPERSOARE FABRICATE ÎN ALTE ŢĂRI

În prezent, în lume se fabrică o gamă largă de aspersoare, care se cunosc sub denumirea companiilor ce le fabrică. Spre exemplu, în Europa sunt: Perrot (Germania), Irrifrance (Franţa), Wright-Rain (Anglia), Valducci (Italia) etc.; în S.U.A.: Rain Bird, Buckner, Nelson etc., în Israel; Naan, în Japonia etc.

Aceste aspersoare permit o grupare în funcţie de mărimea duzelor: grupa I cu diametrul duzelor mai mic de 7 mm; grupa a II-a 7-10 mm şi grupa a III-a cu duze mai mari ca 10 mm, din care se detaşează aspersoarele gigant, ale căror duze au diametrul mai mare ca 30 mm.

Aspersoarele sunt în majoritate de tipul cu şoc, se prezintă într-o formă variată, predomină cele din grupa I şi a II-a în schemele de lucru de 18 x 18 m şi 24 x 24 şi cele mai rezistente sunt de tipul cu jug la corpul superior protejând pivotul superior şi arcul. Sunt confecţionate din alamă şi pot avea unele repere, în special duzele, din material plastic şi chiar aspersoare complete executate din material plastic.

Ţeava de lansare, la majoritatea aspersoarelor, este la 30° faţă de orizontală şi 7-14° la cele destinate a uda sub coroana pomilor, la care se montează şi duze speciale. În interiorul ţevii de lansare, înaintea duzei, se montează laminator de jet, executat din material plastic, care sporeşte raza de acţiune. Există tendinţa de a se fabrica aspersoare pentru presiuni mici, 2 daN/cm$^2$ pentru a reduce energia de pompare. Pentru terenurile colinare se folosesc aspersoare cu funcţionare în sector de cerc udând spre aval unde raza este maximă, deci şi suprafaţa stropită.

În gama aspersoarelor ce se fabrică în alte ţări mai sunt: aspersoare pentru ape reziduale, pentru parcuri, rampe oscilante etc.

De menţionat că aspersoarele pentru ape reziduale, pentru gülle (amestec de bălegar, paie tocate şi cu urină) sunt aspersoare din grupa a III-a, cu duze elastice, al căror diametru este mai mare ca 15 mm şi care evită înfundarea.

### 23.2.3 ALEGEREA TIPULUI DE ASPERSOR

În proiectare, alegerea tipului de aspersor se face în funcţie de caracteristicile tehnice şi funcţionale ale acestora, în corelaţie cu factorii pedoclimatici, sursa de apă etc. şi pe bază de calcule tehnico-economice.

Etapele succesive ale alegerii aspersoarelor pot fi următoarele:

– stabilirea debitului şi razei de acţiune pentru fiecare aspersor;

– fixarea presiunii de lucru la aspersor;

– stabilirea schemelor de funcţionare, a intensităţii, fineţii ploii, a timpului de staţionare într-o poziţie pentru aplicarea normei de udare şi a timpului de udare în 24 ore etc.

Se folosesc datele privind caracteristicile aspersoarelor (de exemplu, tab. 23.8) stabilite experimental şi care se pot verifica prin calcule.

Debitul aspersorului se calculează cu relaţia:

$$q_a = \mu \frac{\pi}{4} d^2 \cdot \sqrt{2gH} \ \ (\mathrm{m^3/s}) \qquad (23.24)$$

în care:

μ este coeficientul de debit al aspersorului;

*d* – diametrul duzei, în m;

*H* – presiunea la aspersor, în m.c.a.

Raza de acţiune *R* a aspersorului se calculează cu relaţia:

$$R = 2\sin \cdot 2\alpha \cdot \frac{v^2}{2g} \ \ (\mathrm{m}) \qquad (23.25)$$

în care:

$\alpha$ este unghiul de înclinare a jetului cu orizontala, adică practic unghiul de înclinare al ţevii de lansare a jetului;

*v* – viteza apei la ieşirea din duză, în m/s.

La stabilirea presiunii de lucru la aspersor se recomandă luarea în considerare a necesităţii reducerii consumului de energie deci folosirea unei presiuni minime, care însă menţine în limite admisibile indicii calitativi ai ploii.

La stabilirea schemelor de funcţionare a aspersoarelor se vor avea în vedere aspectele de ordin tehnic expuse la elementele tehnice şi indicii de calitate ai udării prin aspersiune.

## 23.3 ARIPA DE ASPERSIUNE

Conducta mobilă formată din tuburi de aluminiu, oţel zincat, material plastic etc., pe care sunt montate aspersoarele cu care se realizează ploaia artificială constituie aripa de aspersiune, cu diferite lungimi (vezi 22.2.10.1 şi 22.2.10.2).

În sistemele de irigaţii cu conducte subterane, aripile de aspersiune se branşează la hidranţii de pe antene (conductele terţiare), iar în amenajările cu canale, la agregatele mobile de pompare.

Aripile de aspersiune pot fi mutate manual, semimecanizat şi mecanizat. În cazul mutării manuale, ele sunt în forma cea mai simplă, iar pentru mutarea mecanizată aripa de aspersiune are un echipament specific, de la mutarea prin tractare, la autodeplasare şi funcţionare complet automatizată, deci sunt instalaţii cu un grad de tehnicitate foarte ridicat.

La aceste instalaţii de aspersiune, aripa propriu-zisă cu aspersoarele constituie o parte componentă, motiv pentru care se va trata mai întâi aripa de aspersiune şi apoi instalaţiile de aspersiune mecanizate şi automatizate.

*Părţile componente ale aripii de aspersiune.* Conducta este formată din tronsoane cu priză pentru aspersor şi fără priză, cuplaj rapid cu mufă şi cârlig şi etanşare hidraulică, realizată la presiunea apei de garnitura profilată în V.

Celelalte părţi componente de la hidrant, deci capătul amonte la capătul aval, sunt următoarele:

– branşamentul (23.9.a), care funcţionează cuplat la vana hidrant prin două cârlige;

– racordul rapid la aspersor, cu prelungitorul de Ø 1” şi lungimi de 450 şi 1 350 mm şi aspersorul (fig. 23.9.b), iar la partea de jos piciorul suport;

– buşonul care închide extremitatea aval a conductei aripii de aspersiune;

– teuri, cruci, ramificaţii şi coturi pentru montarea aripilor în diferite scheme de funcţionare. Frecvent, diametrul tronsoanelor de conducte este de 4” şi lungimi de 6 şi 9 m, iar pentru conducte de legătură diametrul este de 5”.

*Tipuri de aripi de aspersiune*. În prezent, în sistemele noastre de irigaţii se folosesc următoarele aripi:

– aripa de aspersiune I.I.A., cu componentele: tronson 4” x 6 m fără priză; racord rapid aspersor 1” (fig. 23.9); teu normal 4”; buşon de capăt 4”; trepied pentru prelungitor; prelungitor 1” x 450; prelungitor 1” x 1 350; vană hidrant 4”; picior suport; branşament (fig. 23.9); cot 4”; cruce normală 4”; ramificaţie dreaptă 4”; ramificaţie stângă 4”; aspersor $ASJ_1$ – M. Conductele sunt din aluminiu şi întreaga aripă se montează la hidrant în schemele corespunzătoare caracteristicilor aspersorului (de exemplu, vezi fig. 23.10) şi mutarea se realizează manual, în sens transversal şi semimecanizat folosind remorca RTC-1.

– aripa de aspersiune I.I.A.M., pentru aspersoarele ASM – 1 şi ASM2 – M (prelungitoare la aspersor cu diametru de 40 mm susţinute de trepied), la care schemele de funcţionare sunt corespunzătoare caracteristicilor aspersoarelor;

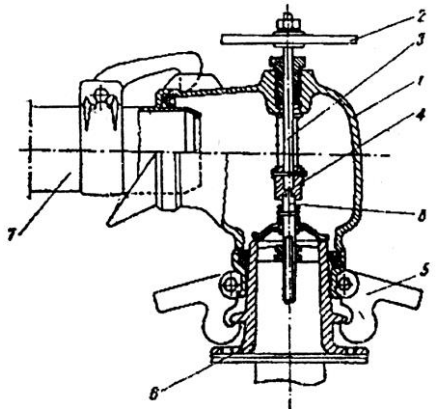


**Fig. 23.9.a.** Branşament montat la vana-hidrant, priza, racordul rapid şi aspersorul pe conductă: a – branşamentul: 1 – corpul branşamentelor prevăzut la ambele capete cu garnituri în V; 2 – roată de manevră; 3 – ax cu arc exterior; 4 – cuplă de legătură cu axul vanei hidrant 8; 5 – cârlig de prindere a branşamentului la vana hidrant 6; 7 – primul tronson de conductă al aripii.

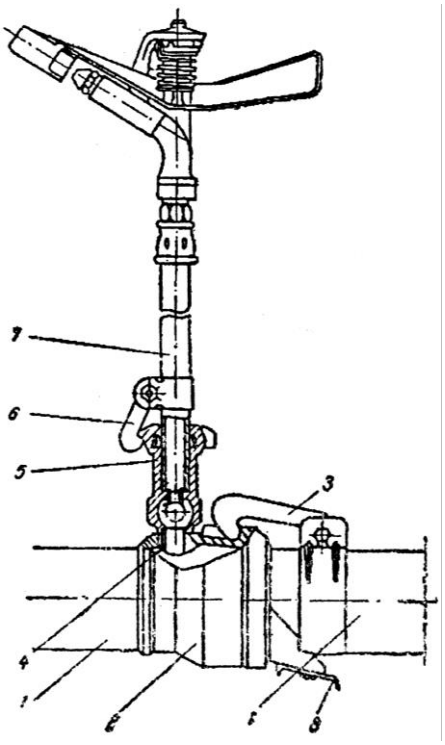


**Fig. 23.9.b.** Priza pe conductă cu racordul rapid, prelungitorul şi aspersorul: 1 – tronsoane de conductă cuplate cu mufă 2 şi cârlig 3; 4 – priza aspersor; 5 – racord rapid; 6 – colier şi cârlig de prindere a prelungitorului 7 la racordul rapid; 8 – picior suport.

– aripa de aspersiune I.I.A., cu ramificaţii flexibile RTF – 25, care este formată din furtunuri laterale de material plastic Ø 25 mm montate cu un capăt la priza aspersor pe conductă IIA şi cu celălalt la prelungitorul aspersor susţinut de trepied. Cu aspersorul ASJj – M aripa poate funcţiona în schema din fig. 23.10, furtunul având lungimea de 27 m;

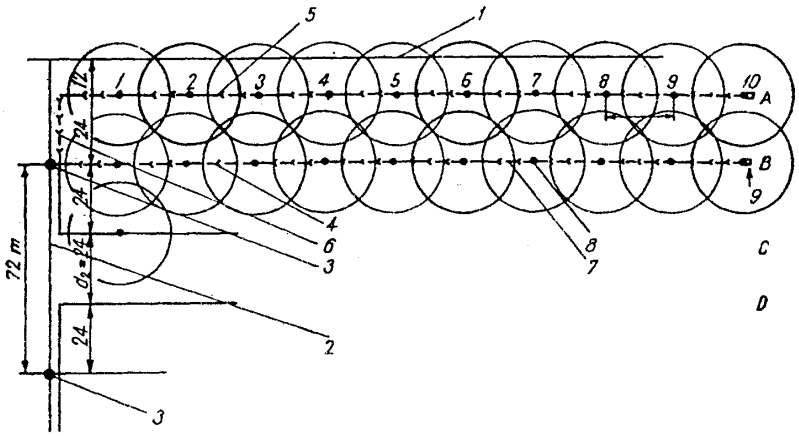


**Fig. 23.10.** Aripa de aspersiune I.I.A. la hidrant în schema $d_1$ x $d_2$: 1 – conducta secundară (CS); 2 – antena A; 3 – hidrant; 4 – aripă direct la hidrant; 5 – aripă cu conductă de legătură 6 – şi cu 10 aspersoare (1-10); 7 – tronson de conductă Ø 4" şi *l* = 6 m; 8 – aspersor; 9 – dop de capăt; A – poziţia I a aripii, apoi poziţii B, C, D etc.

– aripile de irigaţie prin aspersiune tractate longitudinal (IATL 400/101 şi IATL 400/127), au lungimi de 400 m, la prima se foloseşte aspersorul $ASJ_1$ – M şi la a doua ASM – 1, tractarea efectuându-se cu tractorul U650 – M, aripile fiind montate pe căruciorul cu 2 roţi cu Ø 320 mm şi echipamentul căruciorului de 0,55 m. Pentru funcţionarea aspersoarelor de pe aripă cu aceeaşi presiune se foloseşte regulatorul de presiune tip Sadova.

Atât aripa IIA, cât şi IIA-RTF 25 şi HAM pot fi montate la hidranţi şi la agregate de pompare tractate APT 50/60 şi APT 50/60 M existent în prezent, este tractat pe 4 roţi şi respectiv pe 2 roţi având motor Diesel D-110, având puterea nominală de 65 CP şi turaţia de 1.800 rotaţii/minut. Pompa este de tipul AS – 125 centrifugă, monoetajată, debit de 50 l/s şi înălţime de pompare 60 m.c.a. Diametrul tubului flexibil de aspiraţie este de 150 mm, iar al celui de refulare de 125 mm.

## 23.3.1. CALCULUL HIDRAULIC AL ARIPII DE UDARE PRIN ASPERSIUNE

Aripa de udare, cu debit variabil pe parcurs, distribuie debit cu aspersoare sau orificii la brazde şi picurare.

Ţinând seamă că în manualele de hidraulică sunt daţi coeficienţii pierderilor de sarcină la derivaţii pe conducte, cu valori negative, a dus la stabilirea unei noi relaţii de calcul bazată pe considerarea formulelor complete ale ecuaţiilor hidrodinamicii ţinând seama şi de efectele hidrodinamice ale derivaţiilor (prizelor).

Cu notaţiile din figura 23.11, în ipoteza unor prize egal distanţate şi având acelaşi debit, diferenţa energetică, respectiv de presiune, între secţiunile de flux la intrare (o) şi de ieşire (t) se poate scrie:

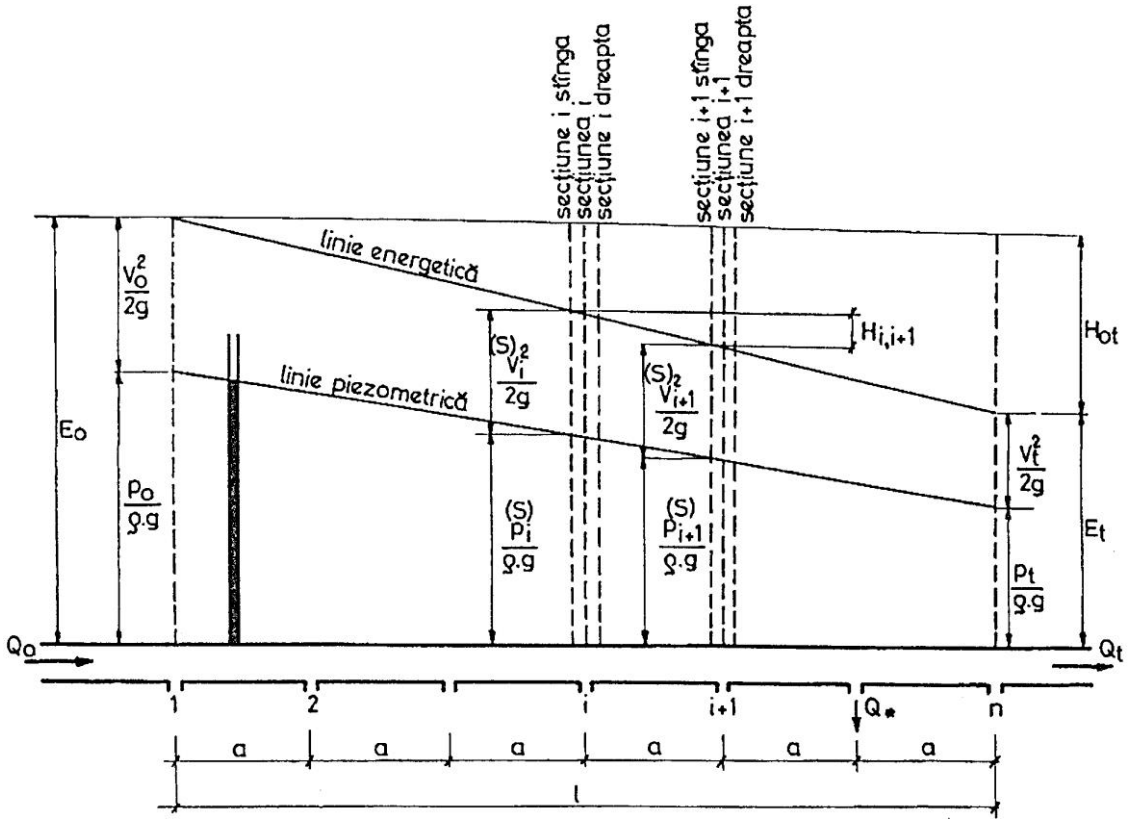



**Fig. 23.11.** Aripa de aspersiune.

$$H_{ot} = \sum_{i=1}^{n}\left[E_i^{(S)} - E_{i+1}^{(S)}\right] \qquad (23.26)$$

unde:

$E_1^{(S)} = E_0$ şi $E_n^{(D)} = E_t$.

Notând:

$Q_*$ – debitul unei prize, considerat constant;

$Q_c$ – debitul constant la lungimea $l$;

$Q_t$ – debitul de tranzit.

În consecinţă:

$Q_0 = Q_c + Q_t$

şi

$$Q_* = \frac{Q_c}{n}$$

Scriem energia consumată între două prize:

$$E_i^{(S)} - E_{i+1}^{(S)} = \frac{V_i^{(S)2}}{2g} + \frac{p_i^{(S)}}{\rho \cdot g} - \left(\frac{V_{i+1}^{(S)2}}{2g} + \frac{p_{i+1}^{(S)}}{\rho \cdot g}\right) \qquad (23.27)$$

Adunând şi scăzând la membrul drept $\frac{p_i^{(D)}}{\rho \cdot g}$, avem:

$$E_i^{(S)} - E_{i+1}^{(S)} = \frac{V_i^{(S)2} - V_{+i+1}^{(S)2}}{2g} + \frac{p_i^{(S)} - p_i^{(D)}}{\rho \cdot g} + \left(\frac{p_i^{(D)} - p_{i+1}^{(S)}}{\rho \cdot g}\right) \qquad (23.28)$$

Aplicând teorema impulsului la o priză, fig. 23.11, avem:

$$\rho \cdot Q_i^{(S)} \cdot \vec{V}_i^{(S)} - \rho \cdot Q_i^{(D)} \cdot \vec{V}_i^{(D)} - \rho \cdot Q_* \cdot \vec{V}_* - p_i^{(S)} \cdot \vec{S}_i^{(S)} - p_i^{(D)} \cdot \vec{S}_i^{(D)} - p_* \cdot \vec{S}_* = 0 \qquad (23.29)$$

Proiectând relaţia vectorială după axa conductei şi considerând conducta de secţiune constantă, avem:

$$S_i^{(S)} = S_i^{(D)} = S_0$$

$$\frac{Q_i^{(S)}}{S_0} = V_i^{(S)}$$

$$\frac{Q_i^{(D)}}{S_0} = V_i^{(D)}$$

şi obţinem:

$$\rho S_0 V_i^{(S)2} - \rho S_0 V_i^{(D)2} + p_i^{(S)} S_0 - p_i^{(D)} S_0 = 0 \qquad (23.30)$$

sau

$$\rho\left(V_i^{(S)2} - V_i^{(D)2}\right) = p_i^{(D)} - p_i^{(S)}$$

$$V_i^{(D)2} - V_i^{(S)2} = \frac{p_i^{(S)} - p_i^{(D)}}{\rho}$$

şi obţinem

$$\frac{p_i^{(S)} - p_i^{(D)}}{\rho \cdot g} = \frac{V_i^{(D)2} - V_i^{(S)2}}{g} \qquad (23.31)$$

Pentru tronsonul $S_i^{(D)}$ la $S_{i+1}^{(S)}$ avem pierderea de sarcină longitudinală:

$$\frac{p_i^{(D)} - p_{i+1}^{(S)}}{\rho \cdot g} = \frac{8 \cdot \lambda \cdot a}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} \cdot Q_i^{(D)2} \qquad (23.32)$$

De asemenea, avem:

$i \le n-1$

$V_i^{(D)} = V_{i+1}^{(S)}$

$Q_i^{(D)} = Q_0 - i \cdot Q_*$

Efectuând suma, avem:

$$H_{ot} = \sum_{i=1}^{n}\left[E_i^{(S)} - E_{i+1}^{(S)}\right] =$$

$$= \sum_{i=1}^{n}\left|\frac{V_i^{(S)2} - V_{i+1}^{(S)2}}{2g} + \frac{p_i^{(S)} - p_i^{(D)}}{\rho \cdot g} + \frac{p_i^{(D)} - p_{i+1}^{(S)}}{\rho \cdot g}\right| =$$

$$= \sum_{i=1}^{n}\left|\frac{V_i^{(S)2} - V_{i+1}^{(S)2}}{2g} + \frac{V_i^{(D)2} - V_i^{(S)2}}{g} + \frac{8\lambda a}{\pi^2 g D^5} Q_i^{(D)2}\right| =$$

$$= \frac{V_1^{(S)2} - V_2^{(S)2}}{2g} + \frac{V_1^{(D)2} - V_1^{(S)2}}{2g} + \frac{8\lambda a Q_*^2}{\pi^2 g D^5}\sum_{i=1}^{n-1}\left(\frac{Q_0}{Q_*} - i\right)^2 +$$

$$+ \frac{V_2^{(S)2} - V_3^{(S)2}}{2g} + \frac{V_2^{(D)2} - V_2^{(S)2}}{g} + \frac{V_3^{(S)2} - V_4^{(S)2}}{2g} +$$

$$+ \frac{V_3^{(D)2} - V_3^{(S)2}}{g} + \ldots + \frac{V_{n-1}^{(S)2} - V_n^{(S)2}}{2g} + \frac{V_{n-1}^{(D)2} - V_n^{(S)2}}{g} +$$

$$+ \frac{V_n^{(S)2} - V_{n+1}^{(S)2}}{2g} + \frac{V_n^{(D)2} - V_n^{(S)2}}{g} \qquad (23.33)$$

care, după reduceri şi simplificări, devine

$$H_{ot} = -\frac{V_1^{(S)2}}{2g} + \frac{V_n^{(D)2}}{2g} + \frac{8\lambda a Q_*^2}{\pi^2 g D^5}\sum_{i=1}^{n-1}\left(\frac{Q_0}{Q_*} - i\right)^2 \qquad (23.34)$$

sau

$$H_{ot} = -\frac{V_t^2 - V_0^2}{2g} + \frac{8\lambda \cdot a \cdot Q_*^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5}\sum_{i=1}^{n-1}\left(\frac{Q_0}{Q_*} - i\right)^2 \qquad (23.35)$$

Dar:

$$\frac{V_t^2 - V_0^2}{2g} = \frac{Q_t^2 - Q_0^2}{2g\frac{\pi^2 D^4}{16}} = \frac{8}{\pi^2 g D^4}\left[\left(Q_0 - nQ_*\right)^2 - Q_0^2\right] =$$

$$= -\frac{8nQ_*^2}{\pi^2 g D^4}\left(2\frac{Q_0}{Q_*} - n\right) \qquad (23.36)$$

şi

$$\sum_{i=1}^{n-1}\left(\frac{Q_0}{Q_*} - i\right)^2 = (n-1)\left(\frac{Q_0}{Q_*}\right)^2 - 2\frac{Q_0}{Q_*}\sum_{i=1}^{n-1} i + \sum_{i=1}^{n-1} i^2$$

Se cunosc formulele:

$$\sum_{i=1}^{n} i = \frac{n(n+1)}{2} \text{ şi } \sum_{i=1}^{n} i^2 = \frac{n(n+1)(2n+1)}{6}$$

Efectuând calculele se obţine

$$\sum_{i=1}^{n-1}\left(\frac{Q_0}{Q_*} - i\right)^2 = (n-1)\left[\left(\frac{Q_0}{Q_*}\right)^2 - n\frac{Q_0}{Q_*} + \frac{n(2n-1)}{6}\right] \qquad (23.37)$$

şi notând $l = (n-1) \cdot a$, obţinem:

$$H_{ot} = -\frac{8nQ_*^2}{\pi^2 g D^4}\left(2\frac{Q_0}{Q_*} - n\right) + \frac{8\lambda a Q_*^2}{\pi^2 g D^5}(n-1) \cdot$$

$$\cdot\left[\left(\frac{Q_0}{Q_*}\right)^2 - n\frac{Q_0}{Q_*} + \frac{n(2n-1)}{6}\right] \qquad (23.38)$$

sau

$$H_{ot} = \frac{8Q_*^2}{\pi^2 g D^4}\left\{\frac{\lambda l}{D}\left[\left(\frac{Q_0}{Q_*}\right)^2 - n\frac{Q_0}{Q_*} + \frac{n(2n-1)}{6}\right] - \right.$$

$$\left. -n\left(2\frac{Q_0}{Q_*} - n\right)\right\} \qquad (23.39)$$

Înlocuind $Q_c = n \cdot Q_*$, obţinem (după I. David):

$$H_{ot} = \frac{8Q_c^2}{\pi^2 g D^4}\left\{\frac{\lambda l}{D}\left[\left(\frac{Q_0}{Q_c}\right)^2 - \frac{Q_0}{Q_c} + \frac{n(2n-1)}{6n}\right] - \right.$$

$$\left. -\left(2\frac{Q_0}{Q_c} - 1\right)\right\} \qquad (23.40)$$

Relaţia 23.40 este o expresie generală completă; ultimul termen $-\left(2\frac{Q_0}{Q_c} - 1\right)$ este efectul prizelor cu semn negativ.

Dacă se neglijează ultimul termen, se obţine formula cunoscută din literatură la $Q_t = 0$, n $\to \infty$ şi $Q_0 = Q_c$; se obţine:

$$H_{ot} = \frac{8 \cdot Q_c^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^4}\left[\frac{\lambda \cdot l}{D}\left(1 - 1 + \lim_{n\to\infty}\frac{2n-1}{6n}\right)\right] \qquad (23.41)$$

Rezultă:

$$H_{ot} = \frac{8 \cdot Q_c^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5}\frac{\lambda \cdot l}{3} \qquad (23.42)$$

care, scrisă altfel, este ca în hidraulica veche şi anume:

$$H_{ot} = \frac{16 \cdot Q_c^2}{2g \cdot \pi^2 \cdot D^4}\frac{\lambda \cdot l}{3 \cdot D} \qquad (23.43)$$

cu relaţia cunoscută $\lambda = \frac{8g}{C^2}$

$$H_{ot} = \frac{16 \cdot Q_c^2 \cdot 8 \cdot g}{2g \cdot \pi^2 \cdot D^4 \cdot C^2} \frac{L}{3 \cdot D} \qquad (23.44)$$

$$H_{ot} = \frac{1}{3} \cdot \frac{Q_c^2 \cdot L}{C^2 \left(\frac{D^2}{4}\right)^2 \cdot \frac{D}{4}} = \frac{1}{3} \cdot \frac{Q_c^2}{K^2} \cdot L \qquad (23.45)$$

unde:

$$K = CA\sqrt{R} \text{ şi } \alpha = \frac{1}{K^2}.$$

Expresia generală (23.40) a diferenţei energetice $H_{ot}$ ne permite să calculăm diferenţa de presiune $h_{ot}$, făcând:

$$h_{ot} = H_{ot} - \frac{V_0^2 - V_t^2}{2g} \qquad (23.46)$$

$$h_{ot} = H_{ot} + \frac{V_t^2 - V_0^2}{2 \cdot g} = -\frac{16nQ_*^2}{\pi^2 g D^4}\left(2\frac{Q_0}{Q_*} - n\right) +$$

$$+\frac{8\lambda a Q_*^2}{\pi^2 g D^5}(n-1)\left[\left(\frac{Q_0}{Q_*}\right)^2 - n\frac{Q_0}{Q_*} + \frac{n(2n-1)}{6}\right] =$$

$$= \frac{8 \cdot Q_c^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^4}\left\{\frac{\lambda \cdot l}{D}\left[\left(\frac{Q_0}{Q_c}\right)^2 - \frac{Q_0}{Q_c} + \frac{2n-1}{6n}\right] - \right.$$

$$\left. -2\left(2\frac{Q_0}{Q_c} - 1\right)\right\}$$

care pentru $Q_0 = Q_c$, aripa de udare prin aspersiune sau brazde, se obţine:

$$h_{ot} = \frac{8 \cdot Q_c^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^4}\left[\frac{\lambda \cdot l}{D} \cdot \frac{2n-1}{6 \cdot n} - 2\right] \qquad (23.47)$$

## 23.3.2. PARAMETRII DE FUNCŢIONARE A CONDUCTELOR DE UDARE PENTRU DISTRIBUŢIA UNIFORMĂ A APEI

Instalaţiile de udare prin aspersiune, brazde, picurare se caracterizează prin faptul că au dispozitive de udare (aspersoare, orificii, picurătoare) asemănătoare, amplasate la distanţe egale unul de celălalt, deci practic cu un debit uniform distribuit.

Debitul dispozitivelor depinde de presiunea în conductă; diferenţa de debit dintre primul dispozitiv de udare de pe conductă şi ultimul dispozitiv trebuie să fie de maxim 10%.

Se impune, astfel, calculul hidraulic al acestor conducte ţinând seamă de panta terenului.

Notând cu $q$ debitul unui dispozitiv de udare se poate scrie

$$q = K \cdot h' = \omega \cdot \varphi \cdot \sqrt{2gh} \qquad (23.48)$$

în care:

$K$ – este o caracteristică hidraulico-geometrică a dispozitivului; $K = \omega \cdot \varphi \cdot \sqrt{2g}$ ;

$h$ – presiunea în conductă în dreptul dispozitivului, în m.C.A.;

$r$ – exponent funcţie de tipul dispozitivului de udare:

$r$ = 1, pentru picurătoare de tip tub capilar.

$r$ = 0,5 pentru aspersoare, orificii pe brazde, picurătoare tip duză;

$r$ = 0,4 pentru picurătoare tip vortex

$r$ = 0,3-0,1 pentru dispozitive de udare cu autoreglare.

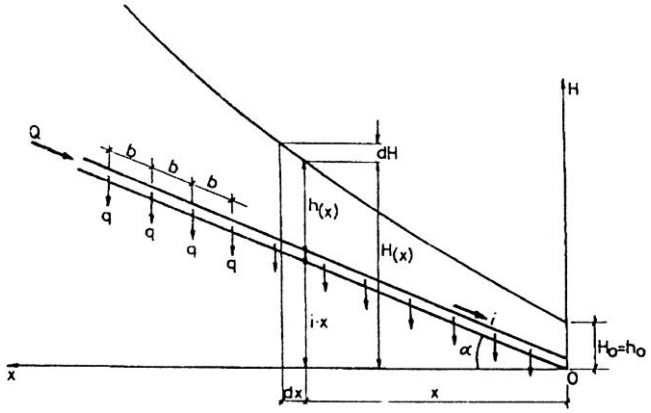



**Fig. 23.12.** Schema de calcul a conductei de udare pentru teren cu $i > 0$

*Cota piezometrică, presiunea şi pierderea de sarcină pe o conductă de udare.*

Neglijând sarcina viteză, notăm cu:

$H_{(x)}$ – cota piezometrică în secţiunea $x$

$h_{(x)}$ – presiunea în conducta de udare, secţiunea $x$

$b$ – distanţa între dispozitivele de udare.

Variaţia debitului pe conducta de udare pe o lungime $dx$ este:

$$dQ_{(x)} = \frac{q}{b} \cdot \frac{dx}{\cos\alpha} \qquad (23.49)$$

Notăm cu $A = \frac{K}{b}$, rezultă:

$$dQ_{(x)} = A \cdot h_{(x)}^r \cdot \frac{dx}{\cos\alpha} \qquad 23.49')$$

Panta liniei piezometrice este

$$\frac{dH}{dx} = \frac{8 \cdot \lambda}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5 \cdot \cos\alpha} \cdot Q_{(x)}^2 \qquad (23.50)$$

unde:

$Q_{(x)}$ – debitul conductei de udare în secţiunea $x$

$\lambda$ – coeficientul de rezistenţă hidraulică liniară

$D$ – diametrul conductei

Dacă notăm:

$$B_1 = \frac{8\lambda}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} \qquad (23.51)$$

Avem:

$$\frac{dH}{dx} = \frac{B_1}{\cos\alpha} \cdot Q_{(x)}^2 \qquad (23.51')$$

Dar

$$Q_{(x)} = \int_0^x dQ = \int_0^x \frac{A \cdot h_{(x)}^2}{\cos\alpha} \cdot dx \qquad (23.52)$$

Dacă notăm cu

$$B = \frac{B_1}{\cos^3\alpha} = \frac{8\lambda}{\pi^2 g D^5 \cos^3\alpha} \qquad (23.52')$$

$$\frac{dH}{dx} = A^2 B \left[ \int_0^x (H_{(x)} - i \cdot x)^r \cdot d_x \right]^2 \qquad (23.52'')$$

$H_{(x)}$ se dezvoltă în serie în vecinătatea lui $x = 0$ şi se reţin primii şase termeni:

$$H_{(x)} = (0) + \frac{x}{1!} \cdot H'_{(0)} + \frac{x^2}{2!} \cdot H''_{(0)} + \\ + \frac{x^3}{3!} \cdot H^{(3)}_{(0)} \ldots + \frac{x^6}{6!} \cdot H^{(6)}_{(0)} \qquad (23.53)$$

Derivatele $H'$, $H''$..., $H^{(6)}$ în $x = 0$ au valorile:

$$H'_{(0)} = \left.\frac{dH}{dx}\right|_{x=0} = 0$$

$$H''_{(0)} = \left.\frac{d^2H}{dx^2}\right|_{x=0} = \left.\frac{d}{dx}(A^2B)\left[\int_0^x h_{(x)}^r dx\right]^2\right|_{x=0} = 0$$

$$H^{(3)}_{(0)} = 2A^2B \cdot h_0^r \cdot \left.\frac{d}{dx}\left[\int_0^x h_{(x)}^r\right]\right|_{x=0} = 2A^2B \cdot h_0^{2r}$$

$$H^{(4)}_{(0)} = -6A^2 \cdot B \cdot r \cdot i \cdot h_0^{2r-1}$$

$$H^{(5)}_{(0)} = 2A^2B[3r(2r-1) + r(r-1)i^2 \cdot h_0^{2r-1}]$$

$$H^{(6)}_{(0)} = 2A^2B[-i^3(15 \cdot r^3 - 25 \cdot r^2 + 10 \cdot r)h_0^{2r-3} + \\ + 8A^2B \cdot r \cdot h_0^{4r-1}] \qquad (23.53')$$

Efectuând calculele obţinem:

Pentru $r = 1$, picurătoare de tip tub capilar:

$$H_{(x)} = h_0 + \frac{x^3}{3}A^2Bh_0^2 - \frac{x^4}{4}iA^2Bh_0 + \\ + \frac{x^5}{20}i^2A^2B + \frac{16}{45}x^6(A^2B)^2 \cdot h_0^3 \qquad (23.54)$$

Pentru $r = 0{,}5$, aspersoare şi orificii EUBA:

$$H_{(x)} = h_0 + \frac{x^3}{3}A^2Bh_0^2 - \frac{x^4}{8}iA^2B - \\ - \frac{x^5}{240}i^2\frac{A^2B}{h_0} + x^6A^2B\left(\frac{A^2Bh_0}{72} - \frac{i^3}{576h_0^2}\right) \qquad (23.55)$$

Pentru $r = 0{,}4$, picurătoare de tip vortex:

$$H_{(x)} = h_0 + \frac{x^3}{3}A^2Bh_0^{0,8} - \frac{x^4}{10}i\frac{A^2B}{h_0^{0,2}} - \\ - \frac{x^5}{125}i^2\frac{A^2B}{h_0^{1,2}} + x^6A^2B\left(\frac{A^2Bh_0^{0,6}}{112,5} - \frac{i^3}{367h_0^{2,2}}\right) \qquad (23.56)$$

Pentru $r = 0{,}2$, dispozitive cu autoreglarea presiunii şi a debitului:

$$H_{(x)} = h_0 + \frac{x^3}{3}A^2Bh_0^{0,4} - \frac{x^4}{20}i\frac{A^2B}{h_0^{0,6}} - \\ - \frac{x^5}{155}i^2\frac{A^2B}{h_0^{0,6}} + x^6A^2B\left(\frac{A^2B}{225h_0^{0,2}} - \frac{i^3}{321h_0^{2,6}}\right) \qquad (23.57)$$

Pentru $r = 0{,}1$, dispozitive cu autoreglare:

$$H_{(x)} = h_0 + \frac{x^3}{3}A^2Bh_0^{0,2} - \frac{x^4}{40}i\frac{A^2B}{h_0^{0,8}} - \\ - \frac{x^5}{182}i_0^{21,8} + x^6A^2B\left(\frac{A^2B}{450h_0^{0,6}} - \frac{i^3}{400h_0^{2,8}}\right) \qquad (23.58)$$

Pentru $r = 0$, model cu debit uniform distribuit

$$H_{(x)} = h_0 + \frac{x^3}{3}A^2B \qquad (23.59)$$

Presiunea în conducta de udare este:

$$h_{(x)} = H_{(x)} - i \cdot x \qquad (23.60)$$

Ţinând seama de convenţia de semne pentru $i$, în cazul $r = 0{,}5$, o formă convenabilă pentru proiectare este:

$$\frac{h_{(x)}}{h_0} = 1 - \left(\frac{i}{h_0}\right)x + \frac{A^2B}{3}x^3 - \frac{A^2B}{8}\left(\frac{i}{h_0}\right)x^4 - \\ - \frac{A^2B}{240}\left(\frac{i}{h_0}\right)^2 x^5 + A^2B\left[\frac{A^2B}{72} - \frac{1}{576}\left(\frac{i}{h_0}\right)^3\right]x^6 \qquad (23.60')$$

Pentru o instalaţie de lungime $l$, pierderea de sarcină este:

$$\Delta H = H_{(l)} - H_{(0)} = H_{(l)} - h_{(0)} \qquad (23.61)$$

*Debitul total al unei instalaţii de udare*

Considerând la pantele de scurgere, aproximativ $\cos\alpha = 1$, ecuaţia 23.49 devine:

$$\frac{dQ}{dx} = A(H_{(x)} - i \cdot x)^r$$

sau

$$\left(\frac{dQ}{dx}\right)^{\frac{1}{r}} = A^{\frac{1}{r}}\left(H_{(x)} - i \cdot x\right)$$

Derivăm în raport cu $x$ şi ştiind că

$$\frac{dH}{dx} = \frac{B_1}{\cos\alpha} \cdot Q_{(x)}^2 = B \cdot Q^2$$

obţinem:

$$\frac{1}{r}\left(\frac{dQ}{dx}\right)^{\frac{1}{r}-1}\cdot\frac{d^2Q}{d_x^2}=A^{\frac{1}{r}}\left(B\cdot Q^2-i\right) \qquad (23.62)$$

Pentru a reduce ordinul ecuaţiei diferenţiale (23.62), se face substituţia $\frac{dQ}{dx}=Z$ şi variabilă independentă $Q$

$$\frac{d^2Q}{dx^2}=\frac{dz}{dx}=\frac{dz}{dQ}\frac{dQ}{dx}=z\cdot\frac{dz}{dQ}=z\cdot z' \qquad (23.63)$$

şi ecuaţia (23.62) devine:

$$\frac{1}{r}Z^{\frac{1}{r}}\cdot\frac{Z\cdot Z'}{Z}=A^{\frac{1}{r}}\left(B\cdot Q^2-i\right)$$

$$\frac{1}{r}Z^{\frac{1}{r}}\cdot dz=A^{\frac{1}{r}}\left(B\cdot Q^2-i\right)\cdot dQ \qquad (23.64)$$

Integrând, avem:

$$\frac{Z^{\frac{1}{r}+1}}{r+1}=A^{\frac{1}{r}}\left(B\cdot\frac{Q^3}{3}-i\cdot Q\right)+C \qquad (23.65)$$

La $x=0,\ Q=0,\ Z=\frac{dQ}{dx}=A\cdot h_0^r$

Rezultă $C=(A\cdot h_0^r)^{\frac{r+1}{r}}\cdot\frac{1}{r+1}$

şi avem:

$$\frac{dQ}{dx}=\left[(r+1)A^{\frac{1}{r}}\left(\frac{BQ^3}{3}-iQ\right)+\left(Ah_0^r\right)^{\frac{r+1}{r}}\right]^{\frac{r}{r+1}} \qquad (23.66)$$

$Q_{(x)}$ se poate aproxima prin dezvoltarea în serie a ecuaţiei (23.66')

$$Q_{(x)}=Q_{(0)}+\frac{x}{1!}Q'_{(0)}+\frac{x^2}{2!}Q''_{(0)}+\ldots+\frac{x^{(n)}}{n!}Q^{(n)}_{(0)} \qquad (23.66')$$

Dacă ne limităm la primii patru termeni, valorile funcţiei şi derivatelor în $x = 0$ sunt:

$$Q_{(0)}=0;\quad Q'_{(0)}=A\cdot h_0^r \qquad (23.67)$$

$$Q'_{(0)}=-\frac{r\cdot A^{\frac{1}{r}}}{\left[Q'_{(0)}\right]^{\frac{1-r}{r}}}=\frac{r\cdot i\cdot A}{h_0^{1-r}}$$

$$Q'''_{(0)}=-\frac{1-r}{r}\cdot\frac{\left[Q''_{(0)}\right]^2}{Q'_{(0)}}=-\frac{r(1-r)\cdot A\cdot i}{h_0^{2-r}}$$

$$Q^{(IV)}_{(0)}=\frac{2A^{\frac{1}{r}}\cdot r\cdot B}{\left[Q'_{(0)}\right]^{\frac{1-3r}{r}}}+\frac{2-3r+r^2}{r^2}\left[Q''_{(0)}\right]^3=$$

$$=\frac{2A^3\cdot B\cdot r}{h_0^{1-3r}}-\frac{\left(2r-3r^2+r^3\right)A\cdot i^3}{h_0^{3-r}} \qquad (23.68)$$

Pentru cazul cel mai des întâlnit, $r = 0,5$, ecuaţia (23.67) devine:

$$Q=A\cdot\sqrt{h_0}\cdot x-\frac{0,25\cdot A\cdot i^2}{\sqrt{h_0}}\cdot x^2-\frac{0,25}{6}\cdot\frac{A_1x^3}{h_0^{1,5}}+$$

$$+\frac{x^4}{25}\left(A^3\cdot B\sqrt{h_0}-\frac{0,375\cdot A\cdot i^3}{h_0^{2,5}}\right) \qquad (23.69)$$

*Debitul unei instalaţii cu caracteristici date în funcţie de presiunea din amonte*

În calculele de verificare a calităţii udării realizată de o instalaţie de udare este necesar să se cunoască relaţia:

$$Q=f(H_1) \qquad (23.70)$$

]n care:

$Q$ – este debitul distribuit de instalaţie

$H_1$ – presiunea în capătul amonte al conductei

Caz. 1. *Instalaţie orizontală cu r = 0,5 pentru aspersiune sau brazde,* relaţia 23.55

Pentru $i = 0$ devine:

$$\frac{H_{(x)}}{h_0}=1+\frac{A^2BX^3}{3}+\frac{A^4\cdot B^2\cdot X^6}{72} \qquad (23.71)$$

care poate fi aproximată la

$$\frac{h_x}{h_0}=\left(1+\frac{A^2BX^3}{6,25}\right)^3 \qquad (23.72)$$

Înlocuind în relaţia (23.69) $i = 0$, $x = 1$ şi ultimul orificiu din aval are $q_0= A\cdot\sqrt{h_0}\cdot b$ obţinem:

$$Q_{(1)}=\frac{q_0}{b}\cdot l\left(1+\frac{A^2B}{25}l^3\right) \qquad (23.73)$$

Din relaţiile 125 şi 126 rezultă

$$\frac{Q_{(l)}}{\sqrt{H_{(l)}}}=\frac{A\cdot l\left(25+A^2Bl^3\right)}{25+4A^2Bl^3} \qquad (23.74)$$

În $H_{(1)}$ şi $Q_{(1)}$ sunt presiunea respectiv debitul unei conducte de udare de lungimea $l$ şi având caracteristicile $A$ şi $B$ definite.

Caz. 2. *Instalaţie de udare cu un sector inactiv* (fig. 23.13)

$$H_{(L)}=B\cdot Q_{(l)}^2\cdot(L-l)+h_0\left(1+\frac{A^2Bl^3}{6,25}\right)^2 \qquad (23.75)$$

şi ţinând seama de (23.71) se poate scrie

$$\frac{Q_{(l)}}{\sqrt{H_{(l)}}}=\frac{1}{\sqrt{B(L-l)+\left[\frac{25+4A^2Bl^3}{A\cdot l\cdot(25+A^2B\cdot l^3)}\right]^2}} \qquad (23.76)$$

Considerând şi pierderile de sarcină $\Delta h_r$ la hidrantul de legătură

$$\Delta h_r = K_r \cdot Q^2 \qquad (23.77)$$

obţinem relaţia de calcul între debitul instalaţiei de udare şi presiunea în conducta subterană ce o alimentează:

$$\frac{Q}{\sqrt{H}} = \frac{1}{\sqrt{K_r + B(L-l) + \left[\frac{25 + 4A^2Bl^3}{A \cdot l \cdot (25 + A^2B \cdot l^3)}\right]}} \qquad (23.78)$$

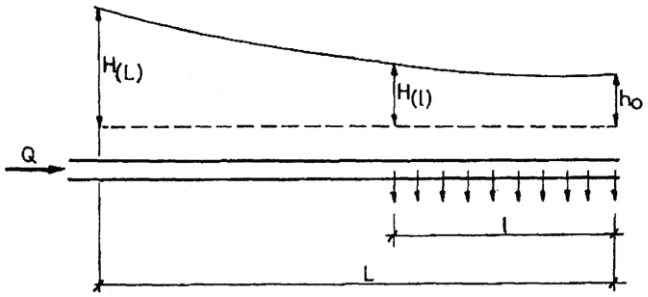



**Fig. 23.13.** Schema de calcul a unei conducte de udare cu un sector inactiv.

*Distribuţia uniformă a debitelor*

Debitul orificiilor depinde de presiunea în conductă, care fiind mică, pierderile de sarcină şi panta terenului devin foarte importante.

Prin metoda propusă reglarea debitului se face centralizat pe tronsoanele de udare, manevrând vana hidrant, prevăzută cu manometru în avalul ei. Orificiile de udare vor fi complet închise sau complet deschise pe diferite tronsoane.

Pentru un teren cu pantă negativă $i < 0$, schema liniilor piezometrice se prezintă diferit pentru diferite sectoare în funcţiune; utilizând relaţia (23.60) se obţin rezultatele din fig. 23.14. Pentru cazurile $i > 0$ sau $i \gg 0$, utilizând relaţia (23.60), avem fig. 23.15.

Problemele de proiectare constau din determinarea debitului conductei $Q$, lungimile tronsoanelor active $l_i$ şi presiunile $H$ în dreptul manometrului, dacă se cunosc $L, B, A, q, i$.

De asemenea, se impun şi următoarele condiţii:

1. Viteza în conductă să fie în limite economice>

$V_c$ = 1,4-1,8 m/s

Rezultă:

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \cdot V_c \qquad (23.79)$$

2. Panta piezometrică pe sectorul de transport al conductei să fie mai mare sau egală cu panta terenului.

$$\frac{dH}{dx} \geq i \qquad (23.80)$$

Rezultă:

$$Q \geq \sqrt{\frac{i}{B}}$$

3. Presiunea $H_{(LK)}$ în capătul amonte al conductei, aval de vana de reglaj cu manometru, va fi:

$$H_{(LK)} = h_l + (B \cdot Q^2 - i)(L - K)l \qquad (23.81)$$

$K$ =1, 2, 3, 4 şi valorile $l_1 = l_2 = l_3 = l_4 = l$

4. Dacă $H_{(LK)} \leq 0$ se determină o valoare $L_1 < L$ care anulează relaţia 23.81, găsindu-se astfel lungimea posibilă a instalaţiei.

5. Dacă $B \cdot Q^2 = i$, pentru toate tronsoanele active avem aceeaşi presiune necesară în amonte la vană, care duce la o exploatare mai uşoară. Relaţia 23.81 se poate

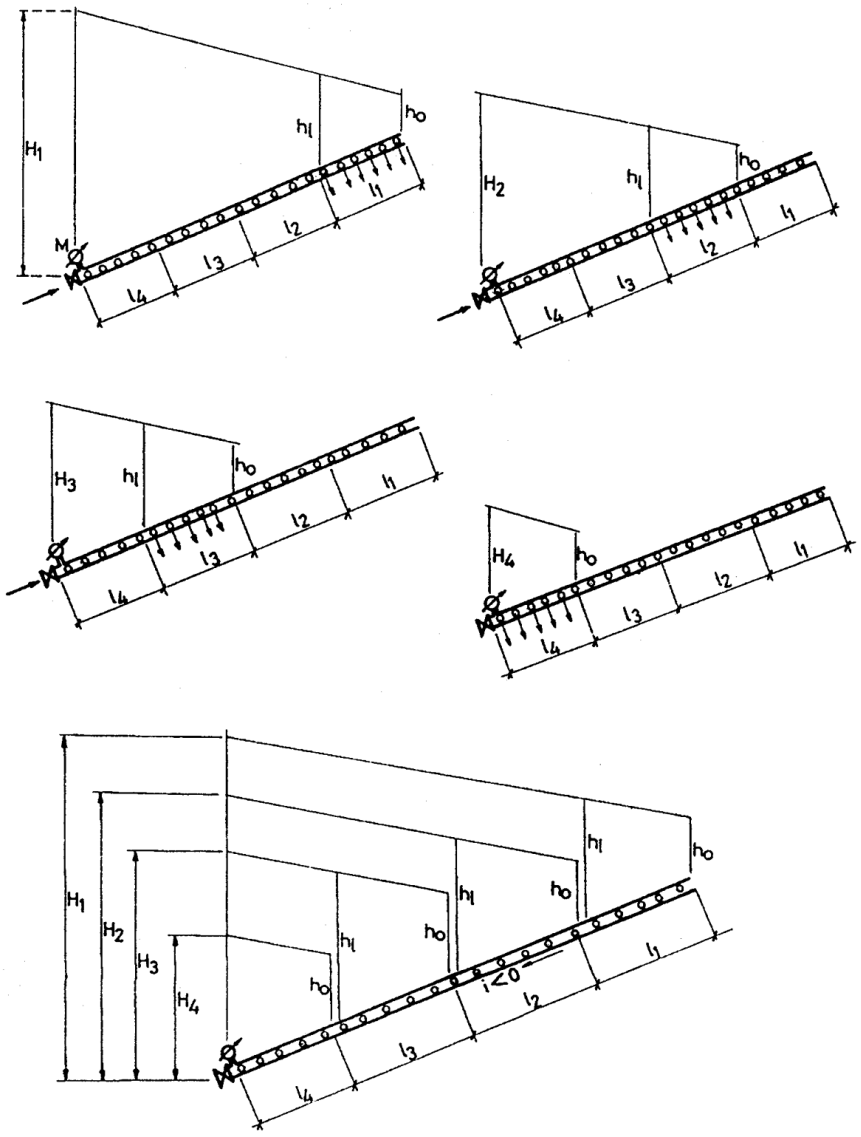



Fig. 23.14. Schema liniilor piezometrice la udarea pe brazde cu EUBA la $i < 0$

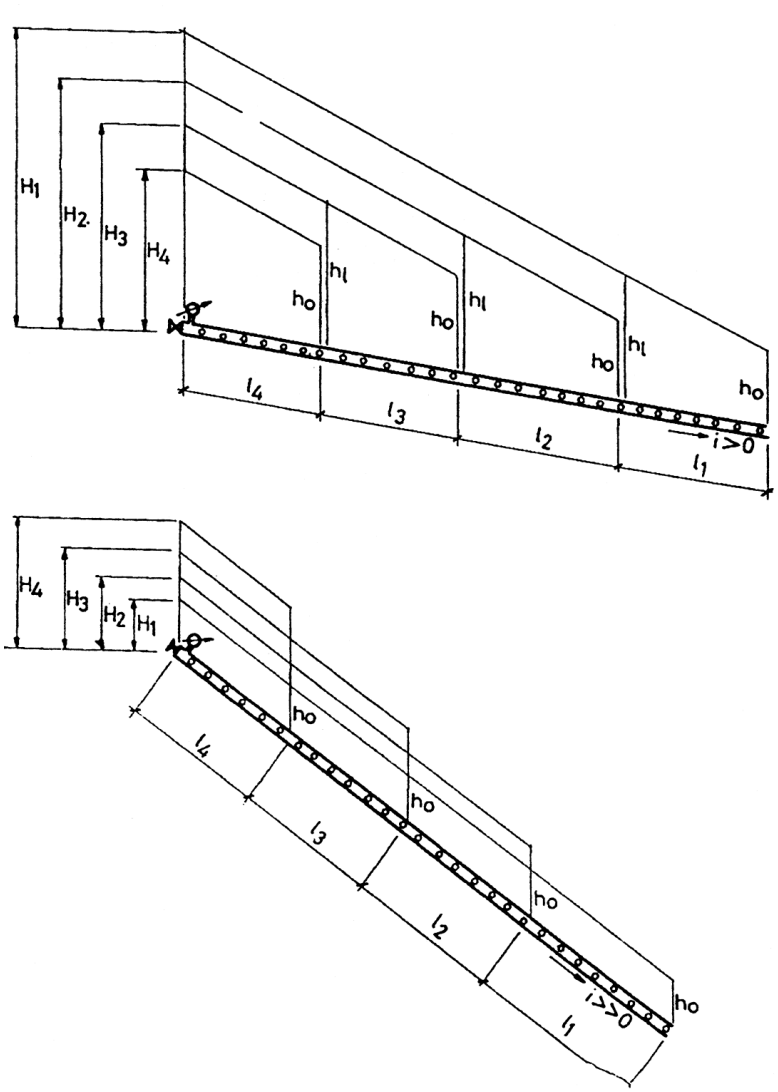



Fig. 23.15. Schema liniilor piezometrice la udarea pe brazde cu EUBA la $i > 0$ şi $i >> 0$

adopta şi când avem conducte de transport sau pante variabile pe traseu.

*Exemplu de calcul*

Se cunosc:

$D$ = 150 mm; $\lambda$ = 0,022; $b$ = 0,8 m

$L$ = 308 m, $\omega = 3{,}14 \cdot 10^4 \cdot m^2$

$q$ = 1 l/s; $\varphi$ = 0,58

Se va efectua calculul pentru două pante: $i$ = 0,0011 şi $i$ = 0,025.

Din relaţia:

$$q = \varphi \cdot \omega \cdot \sqrt{2g \cdot h_0}$$

rezultă:

$h_0$ = 1,1 m.

Calculăm şi obţinem de asemenea:

$A = 1{,}01 \cdot 10^{-3}$;

$B$ = 23,94;

$A^2B = 2{,}45 \cdot 10^{-5}$.

Pornind de la condiţiile arătate în tabelul 23.10 s-au ales valorile $l$ şi $Q$ pentru cele două situaţii de pantă; astfel, în cazul $l$ s-a ţinut seamă de viteza economică. Valorile debitului s-au rotunjit pentru a se obţine un număr întreg de tuburi în funcţiune. Astfel, 4 tuburi, fiecare cu 8 orificii, au lungimea $l = 25{,}6$ m, rezultând $\frac{L}{l} = \frac{308\,\text{m}}{25{,}6\,\text{m}} = 12$ sectoare de udare, adică:

$$K = 1, 2, 3, ..., 12$$

Pentru panta $i$ = 0,025, dacă am alege $h_0$ = 1,1 m, am obţine o folosire neraţională a conductei.

Din acest motiv se măreşte $h_0$ la 2 m şi deci lungimea tronsonului activ creşte.

În tabelul 23.11, valorile presiunii de reglaj la vană pentru exemplul 2 sunt egale 1,60 la

**Tabelul 23.10.** Alegerea debitului şi a lungimii conductei

| Nr. ex. | Condiţii / Panta | $V_c$ =1,4-1,8 m/s $Q = \frac{\pi D^2}{4} \cdot V_c$ | $Q \geq \sqrt{\frac{i}{B}}$ (l/s) | $l_{max}$ | | | Valori alese | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | $A^2B$ | $\frac{i}{h_0}$ | $l_{max}$ | $l$ | $Q$ | $h_0$ |
| 1. | 0,0011 | 25-31 l/s | 6,5 | $2{,}5 \cdot 10^{-5}$ | 0,001 | 37 | 25,6 | 32 | 1,1 |
| 2. | 0,025 | 25-31 l/s | 3,2 | $2{,}5 \cdot 10^{-5}$ | 0,023 | 14 | – | – | 1,1 |
| | | | | | | 33 | 25,6 | 32 | 2 |

**Tabelul 23.11.** Valorile presiunii de reglaj $H_{LK}$

| Nr. ex. | Poziţia tronsonului în funcţiune / Panta | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1. | 0,0011 | 7,87 | 7,26 | 6,67 | 6,07 | 5,46 | 4,86 | 4,26 | 3,65 | 3,06 | 2,45 | 1,85 | 1,25 |
| 2. | 0,025 | 1,6 | 1,6 | 1,6 | 1,6 | 1,6 | 1,6 | 1,6 | 1,6 | 1,6 | 1,6 | 1,6 | 1,6 |

toate tronsoanele, deoarece este satisfăcută condiţia:

$$Q = \sqrt{\frac{i}{B}}$$

adică

$$0,032 = \sqrt{\frac{0,025}{23,94}}.$$

$i$ = 0,0011 şi i = 0,025

Presiunile de reglaj au fost stabilite cu relaţia (23.81).

$$H_{(LK)} = h_l + \left(BQ^2 - i\right)\left(\frac{L}{l} - K\right)\cdot l$$

Astfel pentru tronsonul cel mai îndepărtat $K = 1$ la panta $i$ = 0,0011, $Q$ = 32 l/s, $l$ = 25,6 m, $L$ = 308 m cu 12 tronsoane active puse în funcţiune pe rând se obţine din relaţia (23.60).

$$\frac{h_x}{h_0} = \frac{h_{(26,5)}}{h_0} = 1,136$$

Deci $h_{(26,5)}$ = 1,136·1,1 = 1,25 m, înscrisă în tabelul (23.11) la tronsonul 12 de lângă hidrant. Pentru tronsonul 1 cel mai îndepărtat avem:

$$H_{(L1)} = 1,25 + (23,94\cdot 0,032^2 - 0,0011)\cdot$$

$$\cdot\left(\frac{308}{25,6} - 1\right)\cdot 25,6 = 7,87 \text{ mCA}$$

*Suprafaţa irigată de o aripă de aspersiune*

Atât aripile de aspersiune, la hidrant, cât şi cele la agregatul mobil de pompare irigă suprafeţe:

– suprafaţa ($s$) udată într-o poziţie:

$$s = \frac{L_u \times d_2}{10^4} \text{ (ha)} \qquad (23.82)$$

– suprafaţa ($S$) udată de o aripă într-un sezon de irigaţie:

$$S = s \cdot T \cdot n \text{ (ha)} \qquad (23.83)$$

în care:

$L_u$ – lungimea de udare a aripii de aspersiune (m);

$d_2$ – distanţa între poziţiile succesive ale aripilor de udare, în m;

$T$ – timpul de revenire sau intervalul dintre două udări, în zile;

$n$ – numărul de mutări în 24 ore, care rezultă din:

$$n = \frac{24}{t + t_1 + t_2} \qquad (23.84)$$

în care:

$t$ este timpul de udare într-o poziţie, în ore;

$t_1$ – timpul de zvântare la mutarea manuală sau timpul de golire la mutare mecanizată, în ore (0,5-1 oră);

$t_2$ – timpul de mutare manuală sau mecanizată (1-2 ore în primul caz şi până la 15 minute în al doilea caz).

# 23.4. CONTRIBUŢII: CALCULUL HIDRAULIC AL INSTALAŢIILOR MOBILE DE IRIGAŢII PRIN ASPERSIUNE. ARIPILE DE ASPERSIUNE

Prof. dr. ing. **Ecaterina-Nanina Blidaru**
Profesor de Hidraulică la Facultatea de Hidrotehnică din Institutul Politehnic Iaşi

## 23.4.1. BAZA EXPERIMENTALĂ FOLOSITĂ ÎN VEDEREA STUDIULUI HIDRAULIC AL ARIPILOR DE ASPERSIUNE DIN DIFERITE MATERIALE

### 23.4.1.1. Generalităţi

Un studiu sistematic şi judicios al aripilor de aspersiune – în vederea obţinerii unor rezultate comparative din punct de vedere al comportării lor hidraulice, care să poată fi aplicabile în tehnica proiectării sistemelor de irigaţie prin aspersiune, a necesitat proiectarea şi executarea unor instalaţii şi a unei aparaturi speciale.

Pentru aceasta a trebuit să se ţină seama atât de condiţiile generale pe care trebuie să le îndeplinească cercetările ce au drept scop să analizeze relaţia $\lambda = f\left(\text{Re}, \frac{k}{r_0}\right)$, cât şi de cele specifice funcţionării unei instalaţii de aspersiune cu conducte mobile.

În ceea ce priveşte condiţiile generale pe care trebuie să le respecte funcţionarea în bune condiţii a unor astfel de instalaţii, acestea au fost indicate în capitolul precedent (v. 3.33, 3.34, 3.35 ş.a.).

Rezultă că instalaţiile de acest gen pot ocupa de la o suprafaţă de câţiva m în laborator până la câteva sute de m$^2$ în aer liber. Lucrările lui Sevelev F.A. (v. 3.17) în special scot în evidenţă complexitatea unor astfel de instalaţii (v. fig. 3.36 a, b) în cazul unor studii de amploare care să conducă la stabilirea legilor de rezistenţă.

De altfel, unii cercetători afirmă textual dificultatea unor astfel de studii experimentale, ca F. Corbet (v. 3.22, pag. 188, care arată, printre altele, că astfel de măsurători delicate nu pot fi întreprinse în mod serios „que per un petit nombre de laboratoires spécialement équipés et spécialisés. De plus même pour de tels laboratoires, elle exigent un temps important”.)

Adăugând la cele de mai sus necesitatea respectării unei lungimi minime a a.a. şi a condiţiilor sale de funcţionare, se înţelege că realizarea instalaţiei experimentale a ridicat probleme destul de dificile.

### 23.4.1.2. Principii şi măsuri tehnice avute în vedere la executarea instalaţiei experimentale

În cadrul lucrării de faţă, experimentările pentru analizarea legilor de rezistenţă şi determinare a coeficienţilor de pierderi lineare şi locale ($\lambda$ şi $\zeta$) s-au efectuat pe conducte supuse unui anumit mod de funcţionare; acest fapt a impus folosirea unei instalaţii la scara naturală, în care s-a putut realiza o gamă largă de debite, identice cu cele întâlnite în practică, rapoarte reale între debitul aripii şi debitul aspersorului, ca şi presiunile şi rapoartele de presiuni corespunzătoare.

Pentru a materializa instalaţia experimentală care să funcţioneze cu aripi de aspersiune din diferite materiale, au fost însă necesare – în afara agregatului de pompare şi de aripa propriu-zisă – următoarele construcţii şi instalaţii:

- Canalul care să alimenteze instalaţie de pompare.
- Un rezervor de alimentare de mare capacitate.
- Diferite instalaţii pentru liniştirea curentului şi asigurarea unui regim permanent uniform.
- Rezervor de măsură pentru debite.
- Canal de evacuare şi recirculare prin intermediul căruia să se asigure un circuit închis al apei.
- O cabină special construită pentru aparatura de măsură şi control care să asigure înregistrarea datelor în condiţii optime.
- Diverse instalaţii de vane, construirea de aparatură, etalonarea ei etc.

Proiectarea standului s-a făcut în primăvara anului 1969, iar execuţie a început în vara aceluiaşi an, deşi contractul cu Direcţia Tehnică din D.I.F.G.A.[1] nr. 14444/1969 a fost perfectat abia la sfârşitul anului respectiv.

În proiectarea şi executarea celor de mai sus, a fost necesar de multe ori să se ia fie concomitent, fie succesiv, diferite măsuri pentru respectarea principiilor hidraulice impuse de astfel de măsurători.

Astfel, în vederea asigurării regimului permanent şi uniform s-au întreprins următoarele:

– Executarea unei descărcări laterale pe canalul ce alimenta motopompa şi folosirea grătarelor de liniştire a curentului.

- Executarea şi punerea în funcţiune a unui rezervor cu pernă de aer care să împiedice transmiterea pulsaţiilor datorate paletelor pompei, în linia de conducte în studiu.

Tot pentru micşorarea pulsaţiilor de presiune s-a folosit, în prealabil, o reţea de conducte metalice, cu rezistenţe multiple care consuma însă o mare parte din presiunea dată de pompă; această reţea nu a avut eficienţa hidroforului introdus ulterior în circuit şi care a asigurat înregistrarea corectă a diferenţelor de presiune la manometre.

- În sfârşit, în acelaşi scop, al evitării transmiterii pulsaţiilor de presiune, s-au folosit racorduri de cauciuc aramat între hidrofor şi conductele de alimentare a liniilor experimentale, ca şi între pompă şi hidrofor.

Liniile experimentale de conducte au avut de asemenea de îndeplinit o serie de condiţii în vederea executării unor măsurători corecte, dintre care unele sunt legate de descrierea instalaţiei, iar altele vor fi redate în cele ce urmează.

- Respectarea lungimii de stabilizare a mişcării turbulente.

Ţinând seama de schema clasică a formării profilului de viteze la mişcarea turbulentă într-o conductă (fig. 23.16) şi de recomandările generale ale literaturii de specialitate (v. 3.34), rezultă că la o distanţă de 50 D faţă de capătul amonte al conductei s-ar putea monta prima priză de presiune.

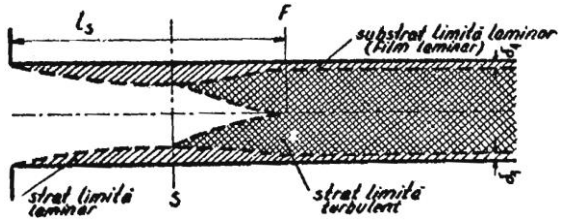



**Fig. 23.16.** Lungimea de stabilizare S la mişcarea turbulentă într-o conductă circulară

S-au avut însă în vedere şi concluziile studiului bibliografic publicat în legătură cu fenomenele de intrare dinamică şi termică în tuburile netede, cu curgere turbulentă (4.1); în acest studiu, după ce se trec în revistă cercetările teoretice ale lui Latzko (1921), Ross (1956), S. Hîncu (1958), Nanjundswamy (1964), ca şi cele experimentele ale lui Kirtsen (1927), Wikuradze (1932), Shapiro şi Smith (1948), Drissler (1950), Buyuhtur (1960), Olson şi Sparow (1963) şi Barlin şi Jones (1963), se ajunge la concluzia că distanţa începând de la care profilul vitezelor nu se mai deformează decât în mod neglijabil este în jur de 60 D, după o intrare cu profil de viteze uniform; dincolo de această distanţă, modificările profilului de viteze sunt puţin importante şi nu mai afectează decât partea centrală a tubului (fig. 23.17).

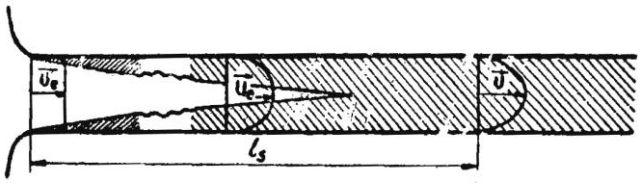



**Fig. 23.17.** Lungimea de stabilizare şi formare a profilului vitezelor după concluziile studiului bibliografic (v. „Houille blanche" nr. 3/1966)

[1] Departamentul Îmbunătăţirilor Funciare şi Gospodăririi Apelor.

În experimentările făcute pe stand s-au respectat cele de mai sus, amplasând primele prize din amonte la o distanţă $l_2 > 6$ m, impusă şi de lungimea unui tronson de conductă.

Lungimea tronsonului experimental, cu pierderea de sarcină respectivă, trebuie în aşa fel aleasă încât să nu se depăşească scara manometrelor şi să se asigure precizia necesară măsurătorilor. Transmiterea presiunilor se face pe o distanţă de cel mult 20 m, ceea ce asigură, din acest punct de vedere, evitarea erorilor de măsură.

– Pentru obţinerea unor anumite rapoarte de debite şi a diferite valori ale numerelor Reynolds, s-au montat pe liniile experimentale două vane, una în amonte şi una în aval.

În cazul unui curent aflat în mişcare permanentă uniformă presiunea statică variază numai după legea hidrostaticii ( $z + \frac{p}{\gamma} = ct.$ ) şi de aceea pentru precizarea punctelor de măsură se ia drept plan de referinţă cel care trece prin axa conductei.

Introducerea unei prize pe generatoarea de aceeaşi cotă cu axa conductei permite măsurarea presiunii; pentru uniformizarea presiunii, este mai corect să se execute mai multe prize de presiune în aceeaşi secţiune care se unesc de obicei printr-un colier metalic.

Aşadar, preluarea presiunilor statice de pe linia experimentală, spre a fi transmise la instrumentele de măsură, s-a făcut prin intermediul prizelor de presiune a căror execuţie corespunzătoare reprezintă o condiţie esenţială în asigurarea corectitudinii şi exactităţii măsurătorilor de presiune.

În acest sens, s-a ţinut seama în primul rând ca axa prizelor de presiune să fie perpendiculară pe direcţia curentului, întrucât fără respectarea acestei condiţii s-ar produce erori prin introducerea în măsurători a unei fracţiuni din presiunea dinamică.

S-a respectat de asemeni principiul ca prizele de presiune să fie executate în secţiunile cu o repartiţie regulată a liniilor de curent şi lipsite de deformaţii provocate de obstacole cu mişcări locale, întrucât prezenţa unui obstacol în faţa curentului provoacă curbura liniilor de curent, modificând repartiţia vitezelor şi presiunilor în secţiune (fig. 23.18).



**Fig. 23.18.** Modificarea liniilor de curent, a distribuţiei vitezelor şi presiunilor în cazul rezistenţelor locale (după Darglezer şi colab.)

Nerespectarea acestui principiu face ca presiunea statică să varieze până la 40%; cam acelaşi ordin al erorilor ar introduce şi executarea unei singure prize de presiune. De aceea, s-au practicat, în aceeaşi secţiune transversală, câte patru prize de presiune dispuse simetric şi legate la un inel colector din ţeavă de cupru cu Ø = 6 mm (fig. 23.19).

S-au executat şi prize cu gheară, fără inel colector, care prezintă următoarele avantaje:

- permit verificarea prizei în cazul înfundării;
- se execută mai uşor şi pot fi mutate de-a lungul linei experimentale, ceea ce prezintă un mare avantaj pentru experimentările ce reclamă măsurători atât de numeroase ca cele de faţă.

Desigur că s-a verificat precizia lor, constatându-se că înlocuirea colierului cu gheară nu aduce nici un fel de prejudicii în acest sens.

În sfârşit, rămâne de precizat faptul că s-a dat o deosebită atenţie alegerii mărimii orificiilor şi executării lor; după A. Lencastre (4.2), orificiul prizei de presiune trebuie să fie cu Ø = 2-3 mm pentru conducte cu diametru sub 30 cm şi de 3-4 mm pentru conductele cu diametre mai mari. Sevelev a folosit în experimentările sale şi prize cu Ø = 1 mm, iar A.T. Troskolanski (4.3) arată că $Ø_{or}$ = 3-8 mm, trebuind să respecte condiţia de a fi inferior sau cel mult egal grosimii peretelui. Ţinând seama de cele de mai sus, pe linie experimentală a standului s-au executat, în majoritate, prize cu diametrul de 1, 2 şi 3 mm, în funcţie de grosimea peretelui conductei, după ce s-au experimentat şi orificii de diametre mai mart (cap. 4.4).

Presiunile au fost transmise de la punctele de priză la aparatele de măsură, prin intermediul tuburilor de cauciuc cu Ø = 6 mm, avându-se în vedere următoarele:

- Asigurarea etanşării legăturilor, evitarea opturilor şi deformărilor tuburilor de transmisie cât şi a formării pungilor de aer pe traseu, întrucât acestea pot introduce erori de 30-40% din valoarea presiunii transmise.

Conducta de transmitere a presiunii are panta ≥ 10% în sensul curgerii apei şi ≥ 15% în sens invers; singurele puncte de inflexiune înalte sunt în priză şi la intrarea în manometru, în care aerul se adună sub acţiunea forţelor gravitaţionale. De la priză, aerul care este eventual antrenat de curentul din conductă poate fi evacuat cu ajutorul robinetelor prevăzute la fiecare manometru.

S-a făcut verificarea transmiterii corecte a presiunii, prin citiri la un manometru diferenţial mutat în poziţii succesive, având diferite lungimi ale liniei de transmisie, prizele de presiune rămânând fixe (fig. 23.20).

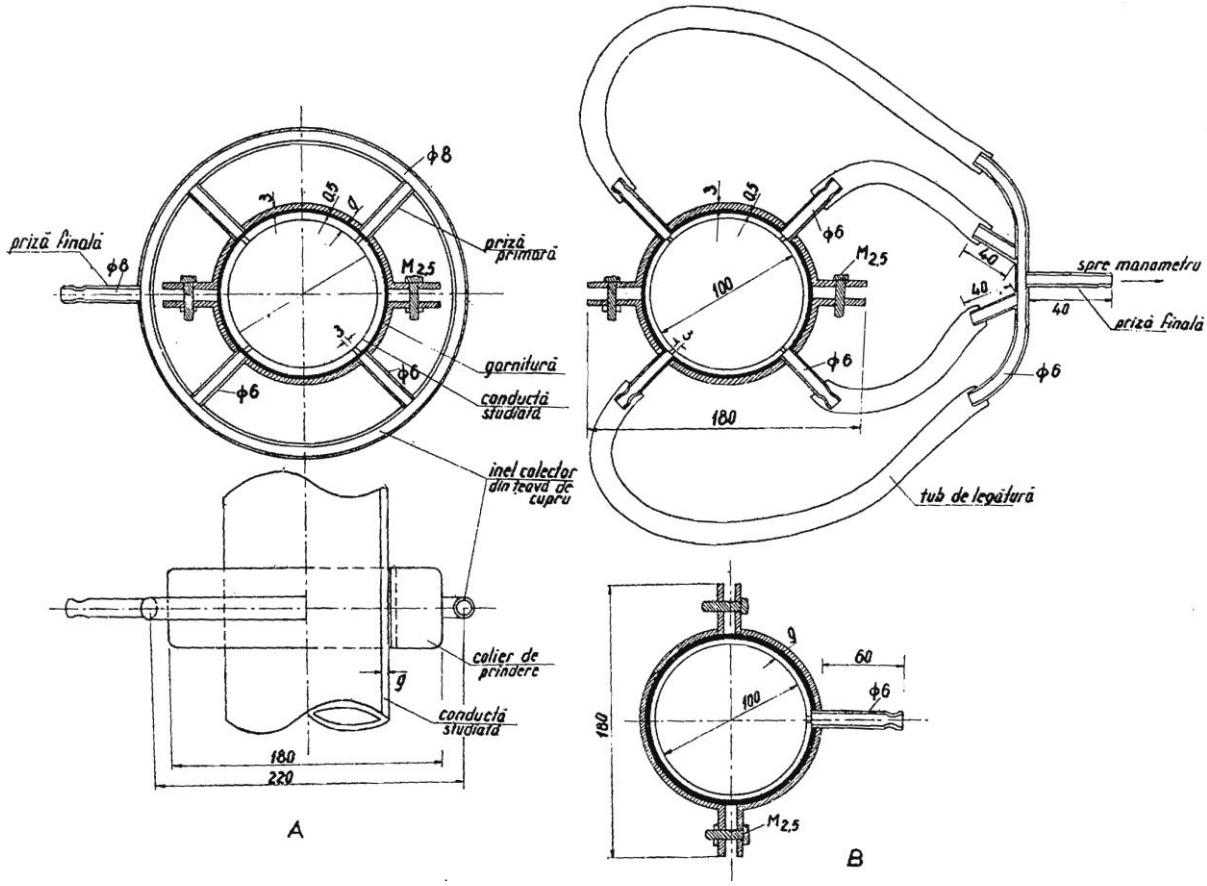



**Fig. 23.19.** Schema prizelor de presiune folosite în experimentări: a – priza cu inel colector din cupru; b – priza fără inel colector

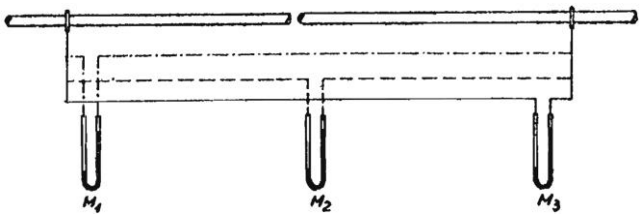


**Fig. 23.20.** Verificarea transmiterii corecte a presiunii prin mutarea manometrului în diverse poziţii

### 23.4.1.3. Descrierea standului realizat la Inst. Politehnic Iaşi

Având în vedere gabaritul agregatului de pompare, lungimea aripii echipată cu aspersoare şi toate Instalaţiile aferente experimentărilor, standul s-a amenajat pe o platformă în aer liber cu suprafaţa de 1.570 $m^2$ în spaţiul afectat Laboratorului de Hidroameliorații al I.P.I. (fig. 23.21 şi fig. 23.22).

După cum se desprinde din vederea generală a standului, acesta se compune din următoarele părţi principale:

- alimentarea (A);
- liniile experimentale propriu-zise, formate din tuburi de Al, Pe, p.v.c. şi Fe (E);
- evacuarea şi recircularea apei (Ev + R)|
- cabina (C) în care s-a montat majoritatea aparatelor de măsură şi control.

A. **Alimentarea** este compusă, la rândul ei, din rezervorul de alimentare, agregatul mobil de pompare cu pompa centrifugă, canalul de circulare şi compensare și linia de alimentare a aripilor experimentale similară cu conducte de legătură (fig. 23.23).

S-a folosit agregatul de pompare APT-4M echipat cu pompa 2 A.M.5, având $Q_{max}$ = 33 l/s şi $H_{max}$ = 55 mCA (fig. 23.24 a, b)

Diametrul conductei de aspiraţie este de 125 mm, ca şi cel al conductei de refulare; ambele conducte sunt din cauciuc armat şi cu lungimile de 6 meri şi respectiv 12 metri.

Pompa funcţionează înecat, având sorbul conductei de aspiraţia situat în canalul de circulare şi compensare executat pentru acest stand (fig. 23.25 a, b).

Alimentarea canalului se face dintr-un rezervor metalic cu o capacitate de 25 $m^3$ (fig. 23.26).

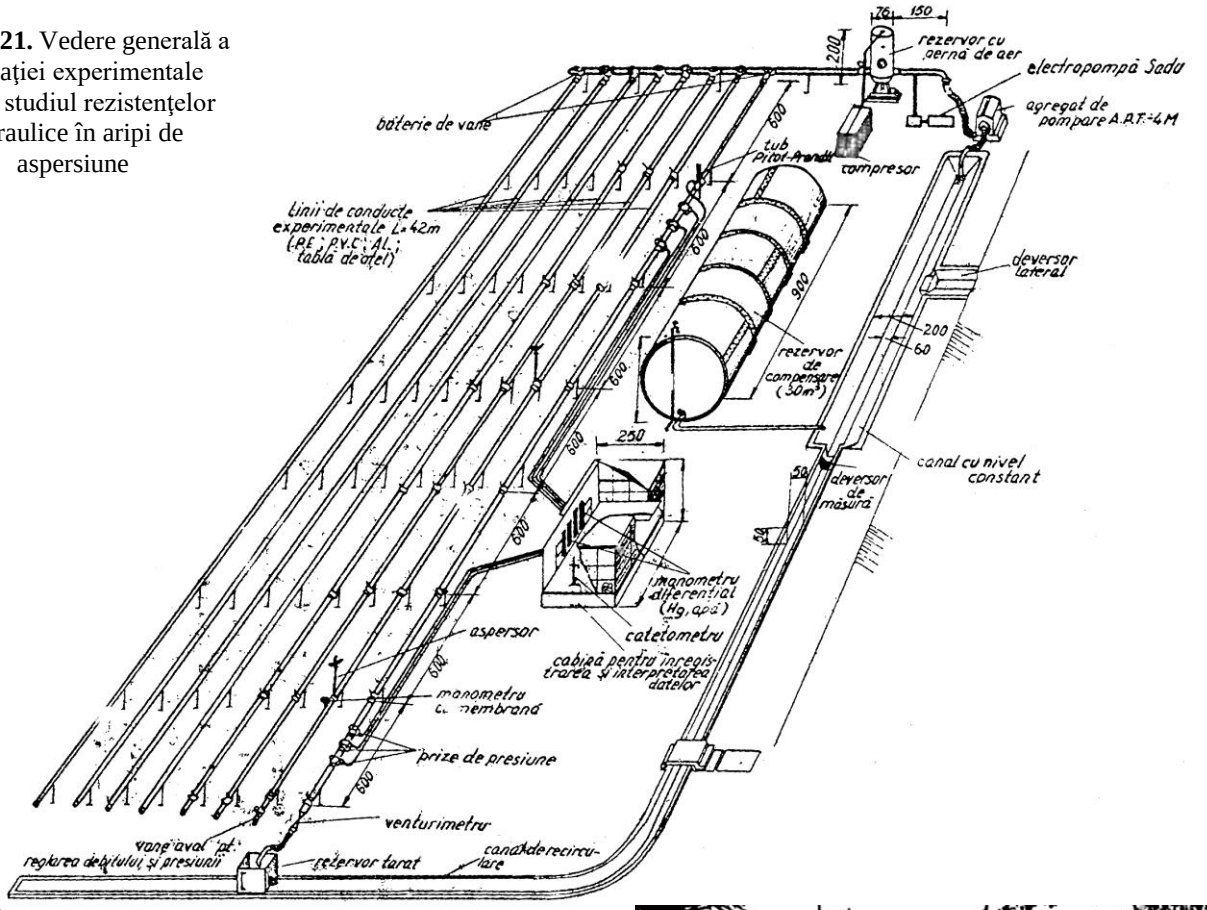



**Fig. 23.21.** Vedere generală a instalaţiei experimentale pentru studiul rezistenţelor hidraulice în aripi de aspersiune

În unele experimentări, când s-a lucrat cu debite mici s-a folosit electropompa Sadu 65 x 5 cu $Q$ = 15 $m^3$/h, $H$ = 60 m; $n$ = 3.000 t/ min, producţie 1970 a Uzinei de Pompe Bucureşti; electromotorul Δ/y 220 x 380 / 14,7 amp. are $n$ = 2.900 rot/min şi $P$ = 7,5 kW (fig. 23.27).

S-au luat măsuri de liniştire a apei în canal prin folosirea unor grătare de lemn, de menţinere a nivelului constant printr-un deversor lateral de preaplin şi de protejare a sorbului pompei împotriva impurităţilor de dimensiuni mai mari, prevăzându-se grătare din sită.

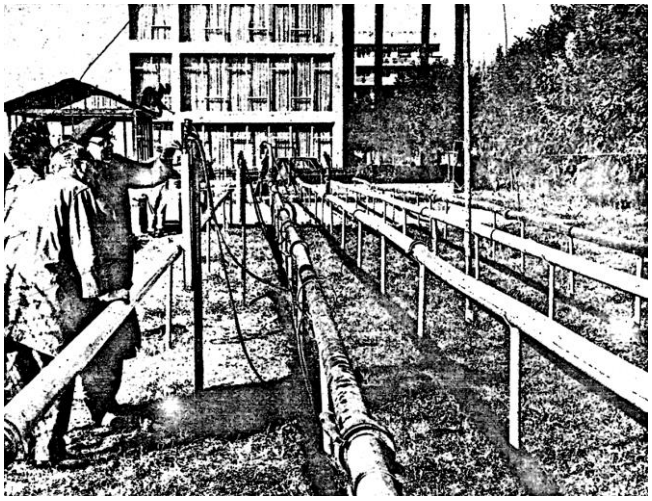


**Fig. 23.22.** Reţeaua de conducte pentru experimentare

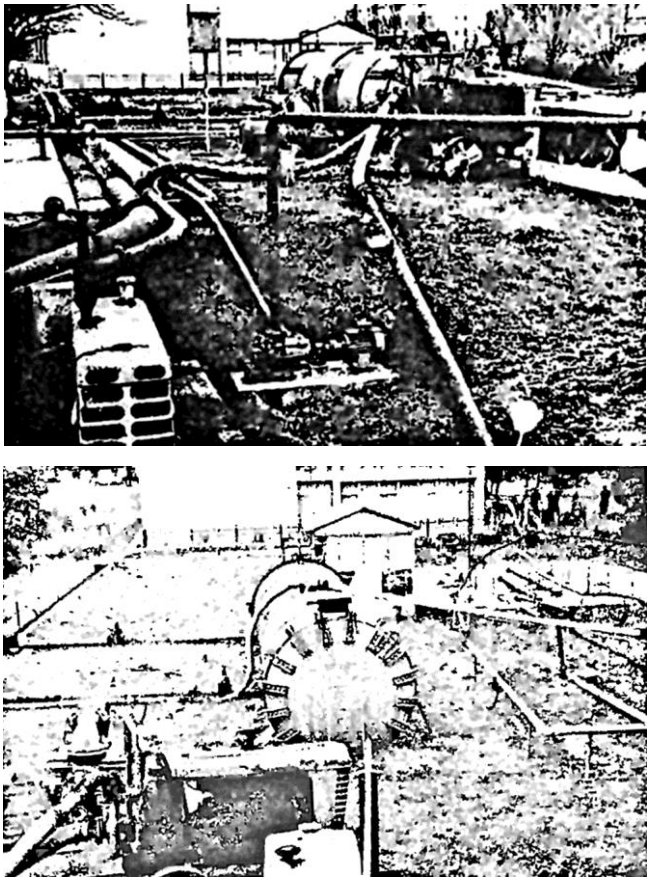


**Fig. 23.23 a, b.** Vedere parţială a alimentării

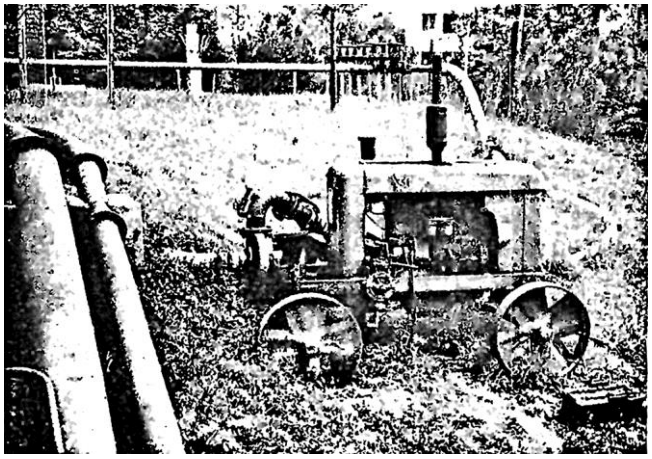
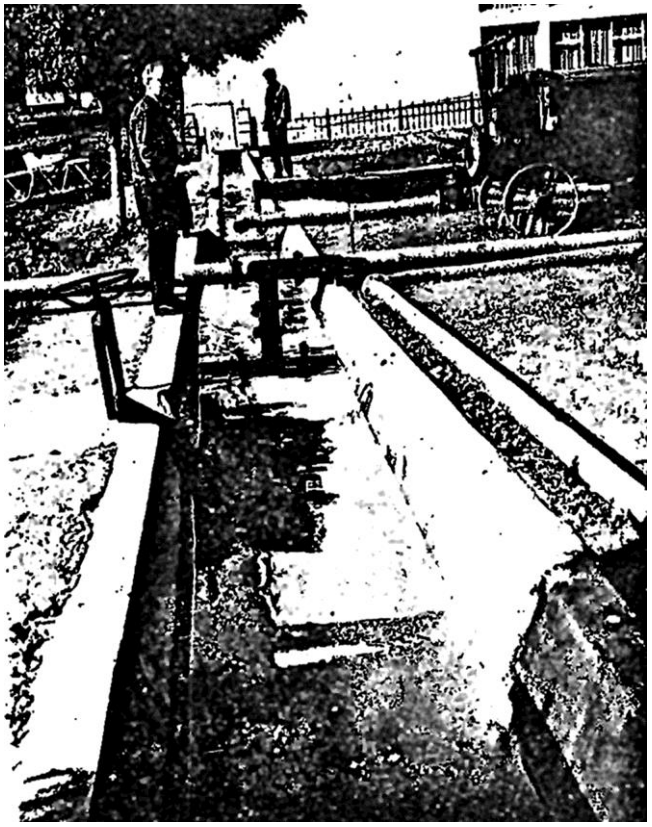


**Fig. 23.24.a.** Motopompă APT-4 alimentând direct bateria de distribuţie a reţelei de conducte (aripi de aspersiune)



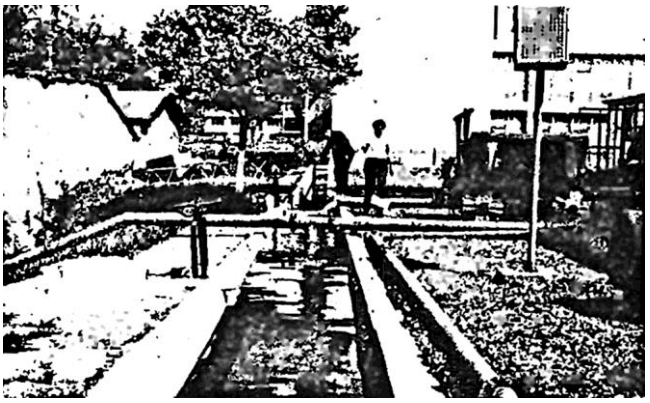


**Fig. 23.25 a, b.** Canalul de circulare şi compensare

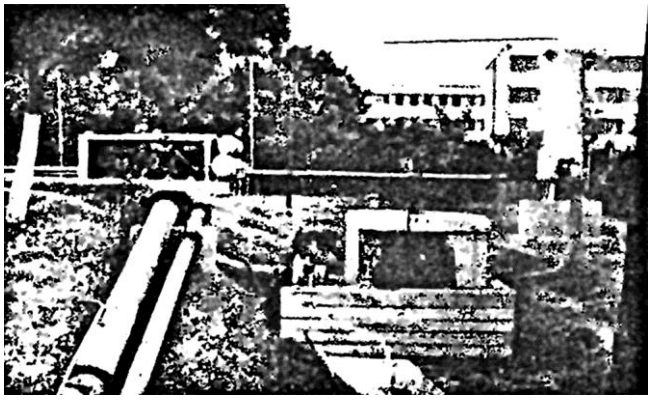


**Fig. 23.24.b.** Alimentarea cu apă a bateriei de distribuţie, cu reglarea presiunilor prin hidrofor

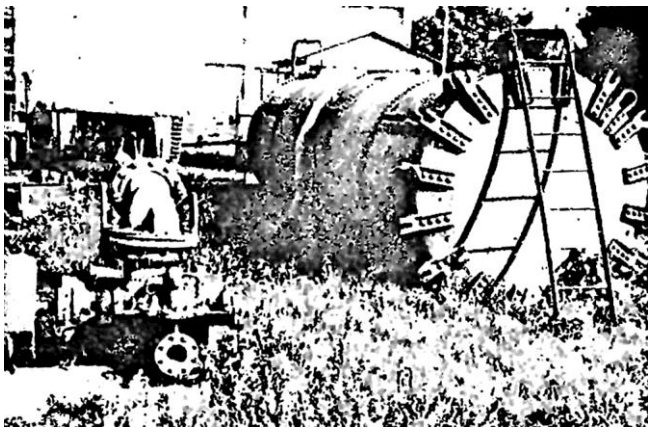


**Fig. 23.26.** Rezervorul de alimentare cu capacitatea de 25 $m^3$

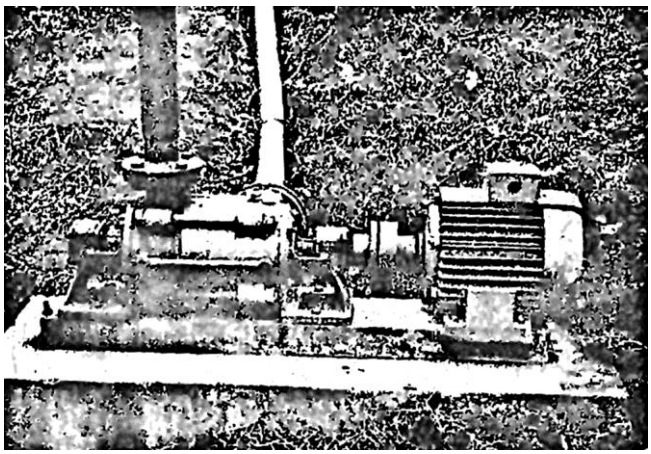
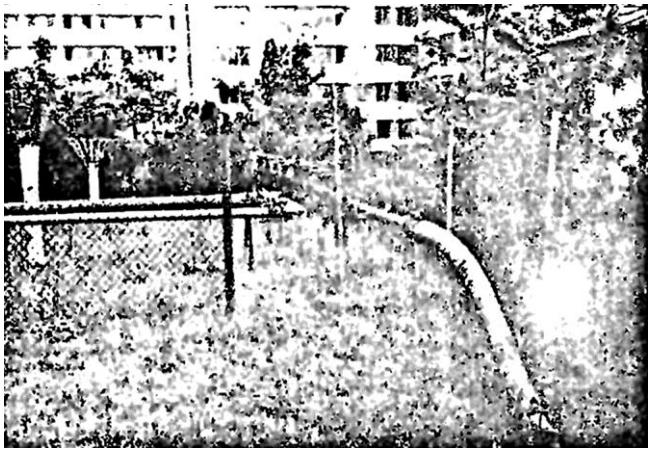


**Fig. 23.27.** Electropompa Sadu, folosită în stand

De la refulare, alimentarea aripilor experimentate s-a făcut prin intermediul unei conducte de distribuţie cu Ø = 150 mm utilată cu o baterie de vane (fig. 23.28 a, b).

Vanele sunt confecţionate din fontă (STAS 2250-51) cu Ø = 100 mm – vane tip A cu sertar pană şi corp plat, fiind prevăzute la flanşe, cu diferite dispozitive de cuplare, în scopul de a putea fi montate la orice fel de aripi de aspersiune, în linia de studiu.



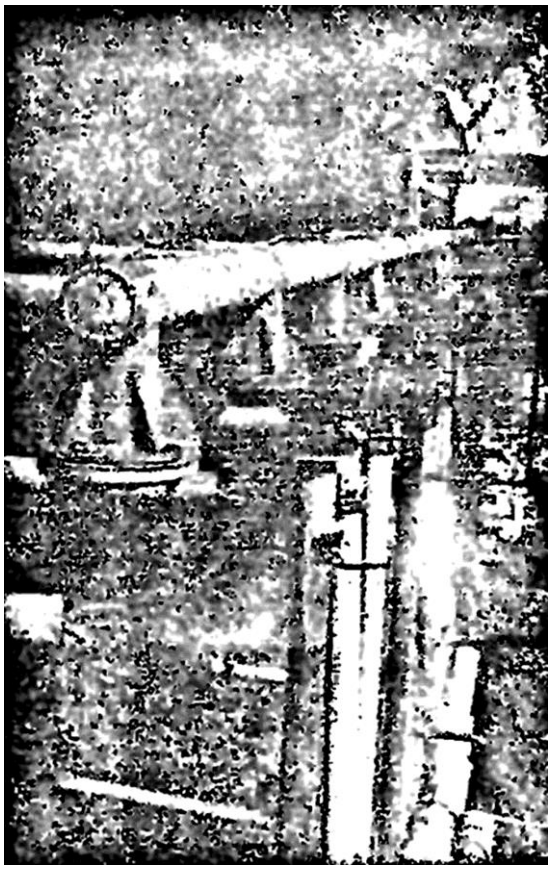


**Fig.23.28 a, b.** Conducta de alimentare a liniilor experimentale cu baterie de vane

**Rezervorul de presiune.** Deşi se foloseşte un agregat de pompare având funcţionarea stabilă în timp, totuşi funcţionarea motopompei produce pulsaţii de presiune, care nu trebuie să se transmită în linia de conducte.

Iniţial s-au luat măsuri de trecere prealabilă a debitului printr-o reţea de conducte prevăzută cu diverse rezistenţe locale (fig. 23.29), ceea ce nu asigura însă în suficientă măsură înlăturarea pulsaţiilor de presiune. De aceea s-a introdus în circuitul dintre refulare şi distribuţie un cazan de presiune cu pernă de aer (fig. 23.30 a, b).

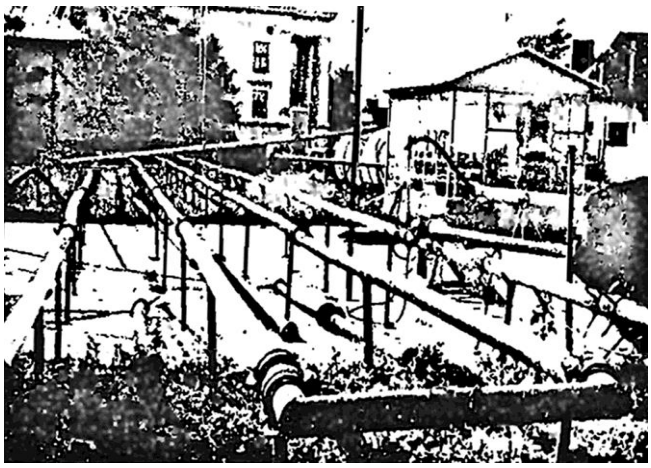
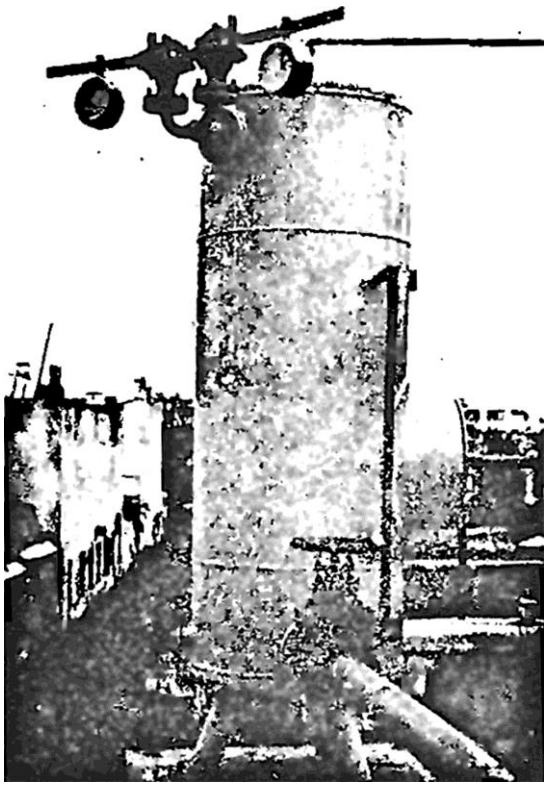


**Fig. 23.29.** Reţeaua de conducte pentru stabilizarea curentului



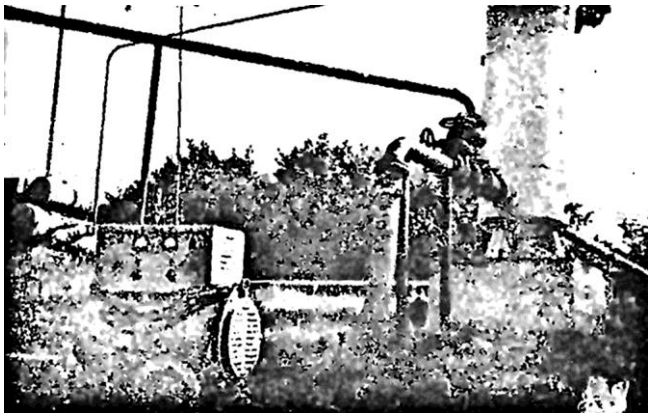


**Fig. 23.30 a, b.** Rezervorul de presiune introdus în circuitul de alimentare pentru reducerea pulsaţiilor produse de pompă

Dimensionarea rezervorului s-a făcut ţinându-se seama că dacă se produce o suprapresiune într-un punct din masa curentului, aceasta se transmite la distanţa $l$ în timpul $t = \frac{l}{c}$ ($c$ fiind celeritatea); o citire instantanee a ambelor presiuni sau a diferenţei de presiune între cele două puncte nu va prezenta deci valorile reale ale acestora.

Notând cu δ pulsaţia relativă a presiunii, se poate scrie:

$$\delta = \frac{p_{max} - p_{min}}{p_{mediu}} \qquad (23.82)$$

Notând cu $W_m$ volumul mediu al pernei de aer, cu $W_{max}$ şi $W_{min}$ volumul maxim şi minim corespunzător, ar rezulta:

$$\frac{p_{max}}{p_{min}} = \frac{W_{max}}{W_{min}}$$

sau

$$p_{min} \cdot W_{max} = p_{max} \cdot W_{min} = p_{mediu} \cdot W_{mediu} \qquad (23.83)$$

Deci pulsaţia relativă a presiunii va fi:

$$\delta = \frac{p_{max} - p_{min}}{p_{mediu}} = \frac{W_{max} - W_{min}}{W_{mediu}} = \frac{W'}{W_{min}} \qquad (23.84)$$

iar $W' \le T \cdot Q$

$T$ fiind perioada pulsaţiei, iar $Q$ debitul pompei.

Din cele de mai sus rezultă că pentru acelaşi debit de lucru $Q$ şi acelaşi $T$, proprii sistemului, pulsaţia relativă δ va fi cu atât mai mică, cu cât volumul de aer va fi mai mare. De aceea s-a folosit în instalaţie un hidrofor (v. fig. 23.30 a, b) ale cărui dimensiuni sunt $d$ = 760 mm, $h_t$ (înălţimea totală) de 2,80 m, grosimea pereţilor rezervorului de 8 mm.

Volumul de aer creat la hidrofor este de 0,6-0,7 $m^3$, iar presiunea maximă admisibilă este de 6 atm.

Înălţimea coloanei de apă deasupra muchiei de ieşire a fost de minimum 0,60 m pentru a nu fi antrenate părţi din perna de aer în reţea. '

Perna de aer s-a realizat cu ajutorul unui motocompresor (echipat cu un motor Diesel de 45 CP şi cu un compresor (fig. 23.31).

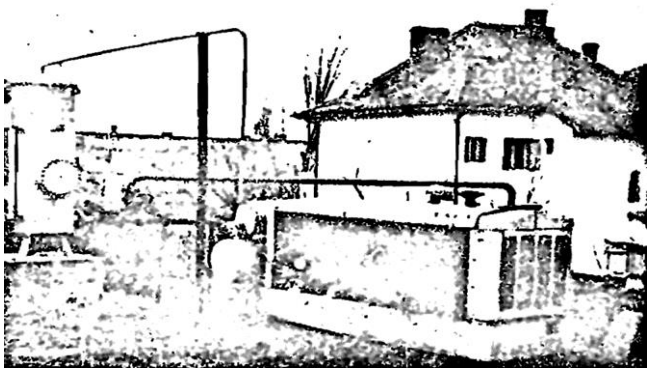


**Fig. 23.31.** Motocompresorul folosit la experimentări

Pentru a evita golirea rezervorului în cazul opririi instalaţiei, s-a prevăzut pe conducta de alimentare a rezervorului un clapet de reţinere cu Ø = 100 mm (STAS 1702-62).

Rezervorul este prevăzut cu un tub de nivel din sticlă având o lungime de 1,20 m, cu manometru şi cu supapă de siguranţă tarată (4-10 atm).

Rolul de amortizor al variaţiilor de presiune a rezervorului a fost observat prim citirile înregistrate la timpul $T_1$ şi $T_2$, la manometrele plasate la ieşirea apei din motopompă, la hidrofor şi după ieşirea apei din hidrofor. În timp ce acul manometrului montat la motopompă înregistra oscilaţii de peste o atmosferă (fig. 23.32.a), la hidrofor (fig. 23.32.b) şi la ieşirea din hidrofor (fig. 23.32.c), acul manometrului nu mai prezenta oscilaţii, presiunea menţinându-se constantă în timp, datorită pernei de aer.

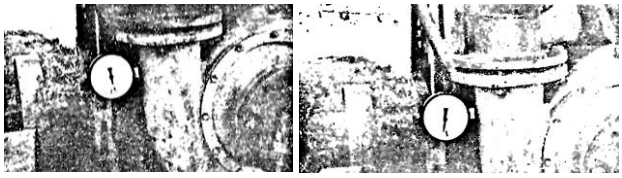


**Fig. 23.32.a.** Înregistrarea presiunilor la motopompă cu manometrul, la timpul $T_{1(I)}$ şi $T_{2(II)}$

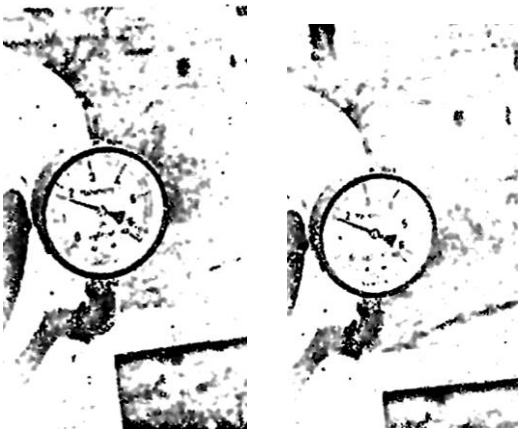


**Fig. 23.32.b.** Înregistrarea presiunilor la rezervorul de presiune la timpul $T_{1(I)}$ şi $T_{2(II)}$

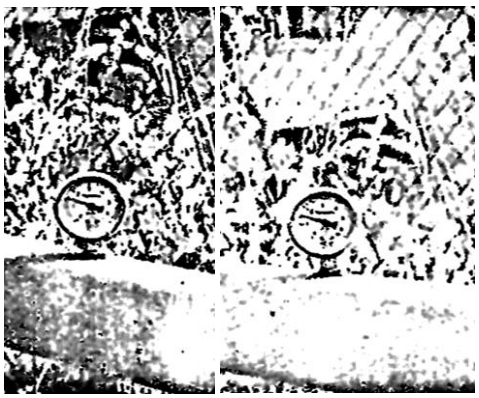


**Fig. 23.32.c.** Înregistrarea presiunilor pe conductă la ieşirea din hidrofor la timpul $T_{1(I)}$ şi $T_{2(II)}$

**E. Liniile experimentale** sau de studiu (fig. 23.33 a, b) sunt formate din aripile de aspersiune compuse din tronsoane de conducte din diverse materiale, îmbinate prin cuplaje hidraulice sau mecanice.

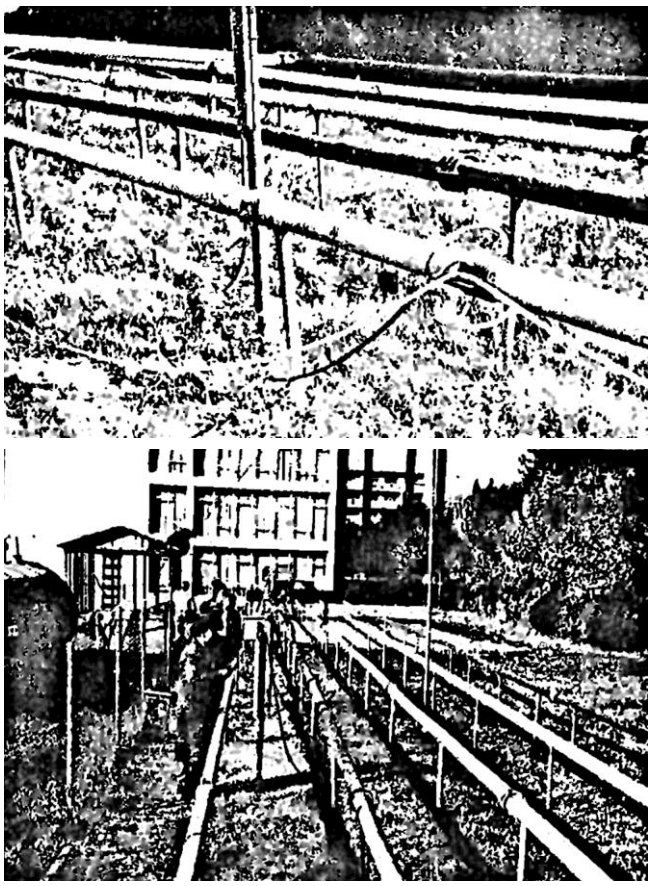


**Fig. 23.33 a, b.** Liniile experimentale ale aripilor, formate din conducte de diferite materiale

În amplasarea liniilor experimentale s-a ţinut seama de următoarele:

- S-a respectat lungimea necesară determinării pierderilor ($L > 100 \cdot D$).

- S-a ţinut seama că măsurarea pierderilor de presiune se va face în majoritatea cazurilor cu ajutorul manometrelor diferenţiale plasate în cabină, iar transmiterea presiunilor de la punctele de priză la manometre, prin intermediul unor tuburi de cauciuc cu Ø = 6 mm, a căror lungime nu trebuie să depăşească 30 m.

- Linia experimentală de 42 m lungime cuprinde o porţiune de 30 m pe care s-au montat prizele, formată din 5 tronsoane de câte 6 m lungime; aceasta este încadrată într-un tronson de capăt în amonte şi un tronson de capăt în aval, de 6 m lungime fiecare.

Pe o astfel de linie experimentală, lungimea maximă a tuburilor de transmisie a fost de 15 m.

- O condiţie principală pe care trebuie să o îndeplinească reţeaua de studiu este aceea a evitării oricăror pierderi de sarcină suplimentare; astfel de pierderi pot fi produse şi de eventualele neliniarităţi ale conductelor; de aceea s-a avut în vedere amplasarea perfect rectilinie a conductelor studiate.

Aşezarea conductelor s-a făcut pe piloţi situaţi la distanţe cuprinse între 5-6 m unul de altul (v. fig. 23.33 a, b).

Pentru conductele de polietilenă densă şi de p.v.c., suporţii s-au aşezat la distanţa de 1,80 m unul de altul pentru a nu se produce deformări.

Pentru obţinerea unor anumite rapoarte de debite şi a diferite valori ale numerelor Reynolds s-au montat pe liniile experimentale două vane, una în amonte şi una în aval (v. fig. 23.28 şi fig. 23.34).

**Ev. + R. Evacuarea şi recircularea apei**

Din linia experimentală, apa era evacuată prin intermediul unui furtun de cauciuc cu Ø = 125 mm într-un rezervor de evacuare şi de măsurare a debitelor, apoi în canalul de evacuare şi, în sfârşit, în cel de compensare şi recirculare.

Rezervorul metalic are o capacitate de 1.000 litri, fiind tarat, gradat din litru în litru şi prevăzut cu o tijă ce permite derivarea cvasiinstantanee a debitului din rezervor în canalul de evacuare (fig. 23.34). În cazul determinării pierderilor locale la armături (teu, cot, robinet – vană – cot) s-au montat două furtune de descărcare a apei în rezervor, cu funcţionare alternativă (fig. 23.35).

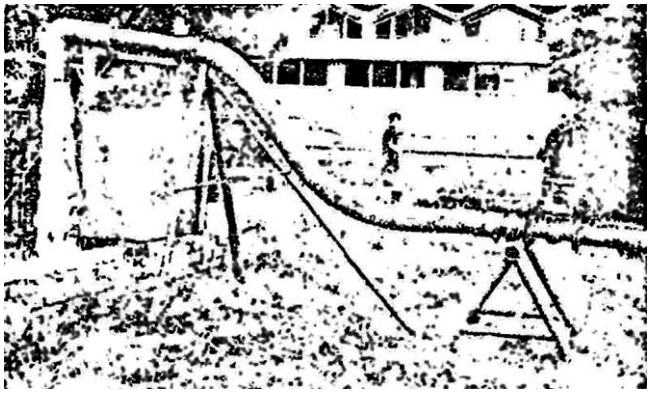


**Fig. 23.34.** Rezervor de evacuare şi măsurare a debitelor



**Fig. 23.35.** Rezervorul de evacuare şi măsurare a debitelor cu două furtune de descărcare

Rezervorul este prevăzut şi cu un dispozitiv de golire rapidă a sa, tub indicator de nivel, rigle din plexiglas divizate din litru în litru.

Reperul iniţial al scării de nivel se găseşte în planul orizontal al volumului de apă mort, iar reperul cel mai ridicat la o distanţă $l$ = 50 mm de marginea superioară a rezervorului, pentru a evita introducerea erorilor de măsurare ce s-ar datora stropilor formaţi la intrarea apei în rezervor.

- Canalul de evacuare (fig. 23.36) s-a executat cu tronsoane de dimensiuni diferite; primul tronson pe lungime de 9,18 m are $b$ = 0,70 m şi $h$ = 0,50 m şi al doilea cu lungimea de 52,15 m având $b$ = 0,50 m şi $h$ = 0,43 m.

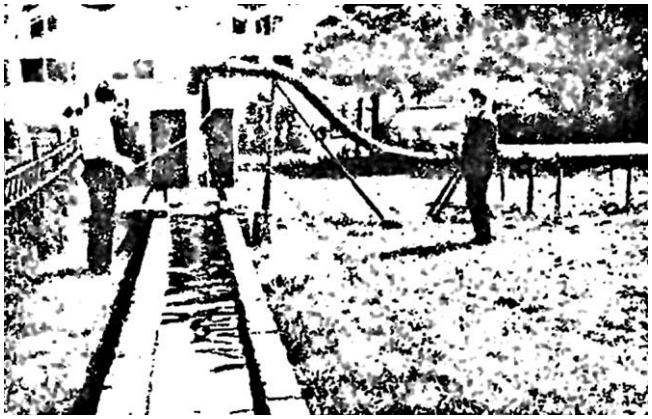


Fig. 23.36. Canalul de evacuare

Acest canal, executat din cărămidă presată cu mortar de ciment, tencuit, a fost construit pe o fundaţie de beton de 10 cm înălţime. Pe acest canal există o cădere, în faţa căreia s-a instalat un deversor metalic triunghiular prevăzut cu un ac pentru măsurarea sarcinii ($H$). Vernierul are o precizie de 0,1 mm, iar verificarea debitelor s-a făcut în bune condiţii până la $Q_{max}$ = 10 l/s. Pentru debite mai mari verificarea s-a făcut cu tuburi Pitot-Prandtl.

**C. Cabina.** Într-o cabină cu dimensiunile de 4 x 2,5 x 2,96 m, având de la înălţimea de 0,5 m pereţi vitraţi (fig. 23.37) s-a instalat un panou cu manometrele diferenţiale înregistratoare de diferenţe de presiune, o presă pentru verificarea manometrelor, aparate şi dispozitive necesare fotografiilor, diferite instrumente de citire şi măsură etc.

**Aparatura de măsură.** În instalaţia experimentală s-au efectuat o serie de măsurători care interesează direct în determinarea coeficienţilor de rezistenţă, ca:

- diferenţe de presiune;
- viteze şi debite;
- diametre şi lungimi ale tronsoanelor de conductă, cât şi măsurători de presiuni la intrarea şi ieşirea apei din linia experimentală, temperatura apei şi a aerului etc.

Pentru determinarea diferenţelor de presiune s-au folosit:

- manometre diferenţiale tip Automatica de 300 mm lungime, cu apă şi mercur, la care s-au prevăzut dispozitive pentru evacuarea aerului din furtunele de legătură (fig. 23.38);

- manometre de sticlă construite în Laboratorul Catedrei de Hidroameliorații pentru presiuni mici (fig. 23.39);

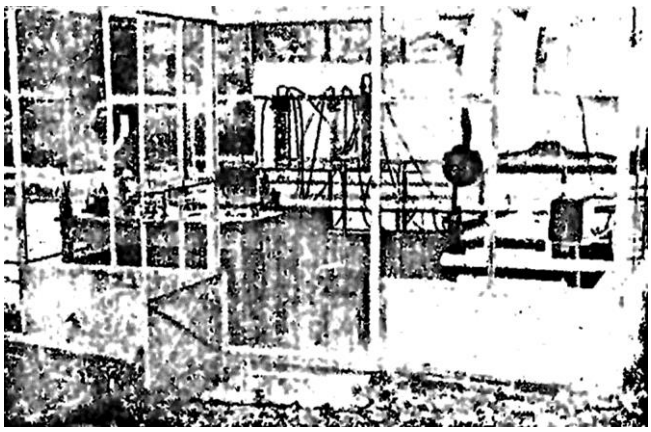


**Fig. 23.37.** Cabina standului. Vedere generală

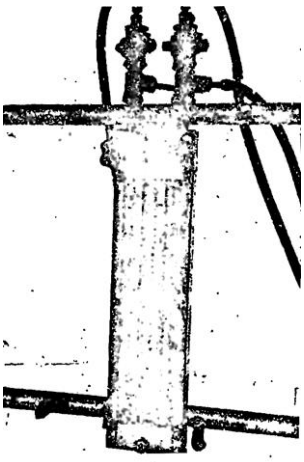


**Fig. 23.38.** Manometru tip Automatica prevăzut cu dispozitive de aerisire

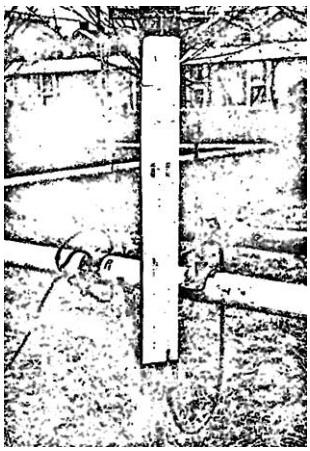


**Fig. 23.39.** Manometru de sticlă pentru presiuni mici confecţionat în Lab. Catedrei de Hidroameliorații

Acestea au fost folosite îndeosebi pentru citirile diferenţelor mici de presiune la tubul Pitot.

- multimanometru diferenţial cu 6 tuburi (fig. 23.40) a căror înclinare a permis mărirea coloanei de lichid măsurată (confecţionat în Atelierul I.P.I.);

- Tuburile piezometrice de sticlă cu Ø = 10 mm fixate pe mire (fig. 23.41) au fost folosite pentru verificarea pierderilor la cuplaj.

- Pentru determinarea vitezelor pe conducte, în scopul verificării măsurătorilor de debit s-au confecţionat tot în laboratorul catedrei, tuburi Pitot (fig. 23.42 a, b, c).

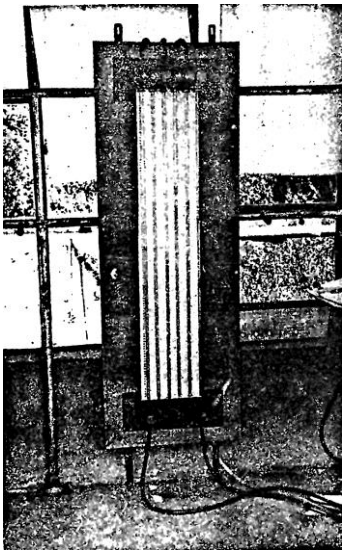


**Fig. 23.40.** Multimanometru diferenţial

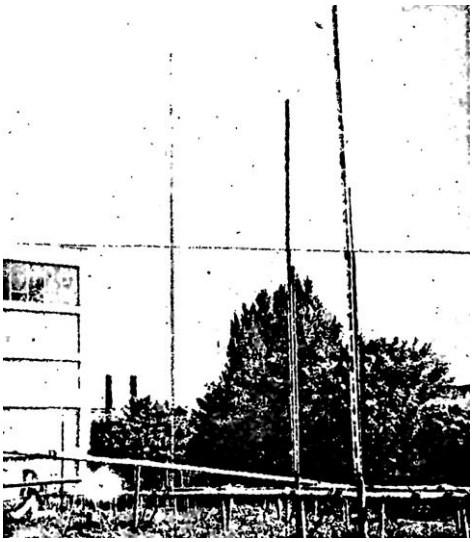


**Fig. 23.41.** Tuburile piezometrice şi mirele instalate la prizele de presiune înainte şi după cuplaj

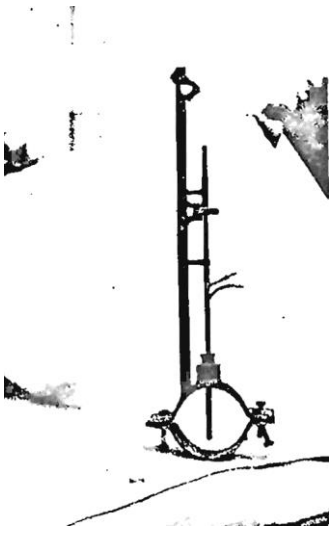


**Fig. 23.42.a.** Tub Pitot construit în Laboratorul Catedrei de Hidroameliorații

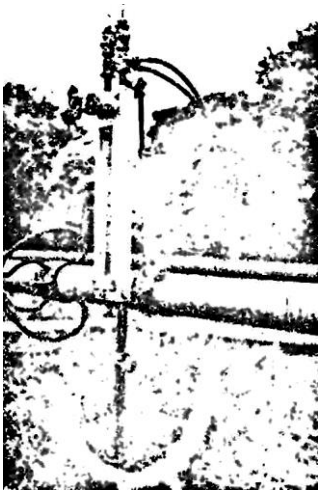


Fig**. 23.42.b.** Tub Pitot instalat pe conductă, împreună cu manometrul diferenţial

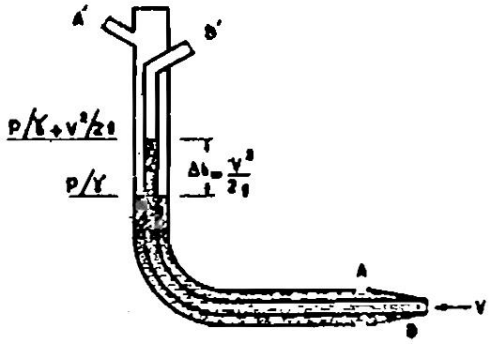



**Fig. 23.42.c.** Tub Pitot – schiţă funcţională

Tubul Pitot este construit în esenţă din cele două tuburi, unul cu priza A de axa perpendiculară curgerii, pentru măsurarea presiunii statice în punctul considerat, şi alta B de axa paralelă curgerii, pentru a măsura presiunea totală (statică + dinamică) – v. fig. 23.42.c.

Pentru determinarea vitezei s-a folosit relaţia:

$$v = K\sqrt{2g\Delta h} \qquad (23.85)$$

unde:

$K$ este coeficientul de corecţie al aparatului funcţie de forma orificiilor şi de amplasarea lor:

$\Delta h$ – presiunea dinamică ($p_d$) care a fost măsurată cu ajutorul manometrului diferenţial construit în acest scop.

Tararea s-a făcut prin metoda volumetrică, folosind un rezervor de 1.000 l, la un debit maxim de 35 l/s.

Constanta aparatului a fost găsită atât cu ajutorul măsurătorilor directe, cât şi prin determinarea distribuţiei vitezei pe două diametre perpendiculare. Din relaţia 23.85 rezultă:

$$K = \frac{V_{mediu}}{2\sqrt{gp_d}} \qquad (23.86)$$

Pentru determinarea valorii medii a presiunii dinamice, s-a procedat în felul următor:

- s-a împărţit suprafaţa secţiunii circulare în 3 suprafeţe concentrice egale, fiecare având câte două puncte simetrice (fig. 23.43);

- la fiecare suprafaţă s-au făcut câte 4 măsurători, revenind câte două măsurători pentru fiecare, din cele două diametre perpendiculare;

- valoarea medie a termenului $p_{din}$ este egală cu media aritmetică a valorilor $p_{din}$ în punctele măsurate.

Plecând de la condiţia de egalitate a suprafeţelor, distanţele punctelor de măsurare faţă de peretele interior al conductei, se determină cu ajutorul următoarei relaţii:

$$x = \frac{p}{2}\left(1 \pm \frac{2n-1}{2N}\right) \qquad (23.87)$$

în care:

$x$ este distanţa de la punctul de măsurare până la suprafaţa interioară a conductei;

$D'$ – diametrul interior al conductei;

$n$ – numărul de ordine al suprafeţei corespunzătoare faţă de centrul conductei;

$N$ – numărul de suprafeţe în care este împărţită secţiunea transversală a conductei.

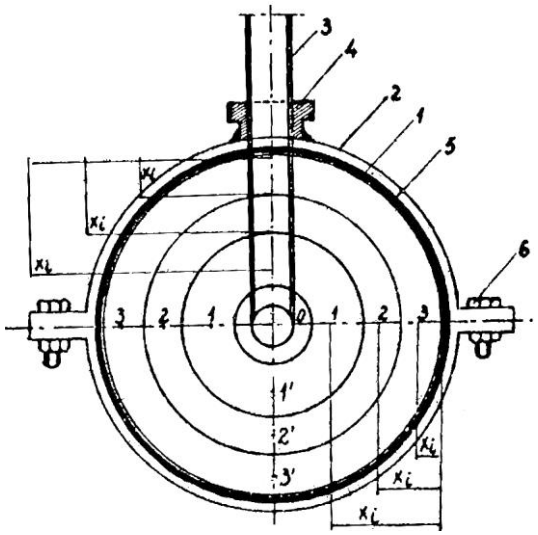



**Fig. 23.43.** Divizarea conductei în secţiuni în vederea determinării constantei tubului Pitot: 1 – conducta studiată; 2 – colier metalic; 3 – tub Pitot-Prandtl; 4 – mufă pentru tubul Pitot; 5 – garnitură cauciuc; 6 – şuruburi de prindere; $x$ – poziţia tubului Pitot

Pentru conductele din tablă de oţel cu $D = 102$ mm, pentru n = 1, 2, 3, 1', 2', 3' şi $N = 3$ suprafeţe, s-a obţinut:

$x_3 = 0{,}044\ D = 4{,}488$ mm

$x_2 = 0{,}146\ D = 14{,}829$ mm

$x_1 = 0{,}296\ D = 30{,}192$ mm

$x'_1 = 0{,}704\ D = 72{,}114$ mm

$x'_2 = 0{,}854\ D = 87{,}108$ mm

$x'_3 = 0{,}956\ D = 97{,}512$ mm

S-a calculat pe de o parte constanta aparatului cu ajutorul relaţiei (23.86), a cărei valoare trebuie să fie ~1; variaţiile acestui coeficient se datoresc atât modului de execuţie a aparatului, cât şi condiţiilor de efectuare a experimentărilor.

Pentru măsurători interesează valoarea $K_{\max}$ deoarece noi măsurăm presiunea dinamică în centrul conductei; aceasta se determină cu ajutorul relaţiei:

$$K_{\max} = \frac{V_{med}}{\sqrt{2gp_{d\max}}} = \frac{V_{med}}{V_{\max}} = \frac{4Q_{med}}{\pi d^2\sqrt{2gp_{d\max}}} \qquad (23.88)$$

În cele ce urmează se redau câteva din rezultatele experienţelor efectuate pentru de terminarea constantei aparatului şi a constantei de măsură (tab. 23.12).

**Lungimile** s-au determinat cu panglica de 20 m, divizată din cm în cm, iar ultimii 10 cm erau divizaţi din milimetru în milimetru. Celelalte mărimi – temperaturi, presiunea în diferite puncte ale liniile experimentale – s-au determinat cu aparatură obişnuită.

- Măsurătorile diametrelor s-au efectuat în unele cazuri direct cu şublerul de adâncime în secţiunea tuburilor Pitot; la toate conductele s-a dedus însă diametrul real şi prin măsurarea volumului de apă pe care-l conţinea un tronson de conductă de 6 m lungime (v. caietul de observaţii nr. 1). În acest caz s-a procedat astfel:

- S-a instalat un eşafod înalt de 7 m care a permis montarea verticală a conductei respective. La partea inferioară conducta era închisă etanş printr-un dop metalic cu cuplaj rapid prevăzut cu tub de nivel pentru determinarea nivelului inferior al apei în conductă (fig. 23.44 şi fig. 23.45).

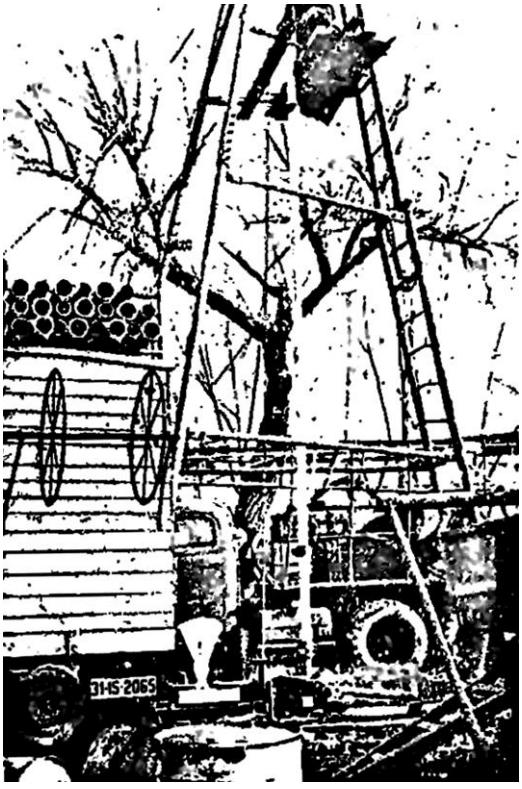



**Fig. 23.44.** Instalaţie pentru măsurarea diametrului conductei

**Tabel 23.12.** Tabel pentru determinarea constantelor la tubul Pitot

| Nr. exp. | Presiunea de lucru (at) | Poziţia tubului | Presiunea dinamică $p_d$ (mCA) | $10^3\sqrt{2gp_d}$ | Debit mediu (determinat volumetric) $Q$ (l/s) | Viteza medie $\frac{Q}{\frac{\pi D^4}{4}}$ (m/s) | Constantă aparat $K=\frac{V_{med}}{\left(10^3\sqrt{2gp_d}\right)_{med}}$ | Constanta de măsură $K_{măs}=\frac{V_{med}}{10^3\sqrt{2gp_{d\,med}}}$ | Observaţii |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,30 | 3 | 0,223 | 2,090 | | | | | 1) Debitul s-a determinat volumetric ca medie a 10 măsurători |
| | | 2 | 0,298 | 2,420 | | | | | |
| | | 1 | 0,393 | 2,780 | | | | | |
| | | 1' | 0,394 | 2,780 | | | | | |
| | | 2' | 0,326 | 2,530 | | | | | |
| | | 3' | 0,258 | 2,245 | | | | | |
| | | mediu | | 2,474 | 19,81 | 2,51 | 0,9875 | 0,852 | |
| | | 0 | 0,430 | 2,910 | | | | | |
| 2 | 0,55 | 3 | 0,168 | 1,810 | | | | | 2) Presiunile dinamice $p_d$ sunt media a 4 citiri |
| | | 2 | 0,226 | 2,120 | | | | | |
| | | 1 | 0,281 | 2,345 | | | | | |
| | | 1' | 0,290 | 2,390 | | | | | |
| | | 2' | 0,244 | 2,185 | | | | | |
| | | 3' | 0,190 | 1,930 | | | | | |
| | | mediu | | 2,159 | 1630 | 2,35 | 0,962 | 0,857 | |
| | | 0 | 0,323 | 2,515 | | | | | |
| 3 | 0,90 | 3 | 0,0625 | 1,105 | | | | | |
| | | 2 | 0,0822 | 1,270 | | | | | |
| | | 1 | 0,1085 | 1,460 | | | | | |
| | | 1' | 0,1042 | 1,450 | | | | | |
| | | 2' | 0,0927 | 1,347 | | | | | |
| | | 3' | 0,0746 | 1,210 | | | | | |
| | | mediu | | 1,307 | 10,21 | 1,302 | 1,005 | 0,842 | |
| | | 0 | 0,1230 | 1,550 | | | | | |
| 4 | 1,05 | 3 | 0,043 | 0,953 | | | | | |
| | | 2 | 0,062 | 1,106 | | | | | |
| | | 1 | 0,081 | 1,260 | | | | | |
| | | 1' | 0,0725 | 1,193 | | | | | |
| | | 2' | 0,0596 | 1,080 | | | | | |
| | | 3' | 0,0474 | 0,962 | | | | | |
| | | mediu | | 1099 | 8,52 | 1,086 | 1,012 | 0,852 | |
| | | 0 | 0,0850 | 1,292 | | | | | |
| 5 | 1,15 | 3 | 0,0125 | 0,495 | | | | | |
| | | 2 | 0,0165 | 0,551 | | | | | |
| | | 1 | 0,0186 | 0,604 | | | | | |
| | | 1' | 0,0190 | 0,610 | | | | | |
| | | 2' | 0,0156 | 0,552 | | | | | |
| | | 3' | 0,0120 | 0,485 | | | | | |
| | | mediu | | 0,5495 | 4,248 | 0,542 | 1,015 | 0,856 | |
| | | 0 | 0,0226 | | | | | | |
| 6 | 0,7 | 3 | 0,162 | 1,780 | | | | | |
| | | 2 | 0,218 | 2,067 | | | | | |
| | | 1 | 0,229 | 2,290 | | | | | |
| | | 1' | 0,274 | 2,315 | | | | | |
| | | 2' | 0,224 | 2,095 | | | | | |
| | | 3' | 0,177 | 1,863 | | | | | |
| | | mediu | | 2,060 | 15,545 | 1,982 | 1,045 | 0,860 | |
| | | 0 | 0,3067 | 2,330 | | | | | |

$K_{max\ med}$ = 0,854; Erori absolute +0,006 +0,00702 +0,7%
–0,012 –0,01400 –1,4%

De specificat că erorile se datorează şi poziţiei tubului în conductă şi de aceea constanta aparatului a fost verificată înaintea efectuării fiecărei serii de experienţe.

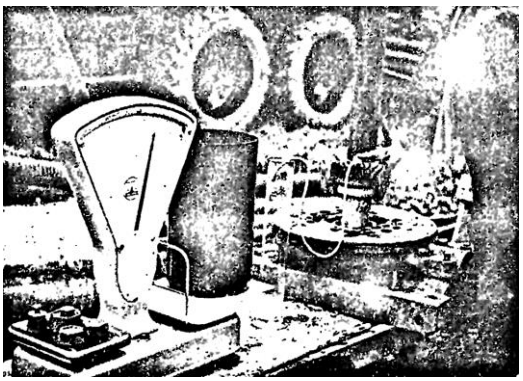


**Fig. 23.45.** Descărcarea volumului de apă şi cântărirea lui

În partea superioară a conductei s-au prevăzut nişte ştuţuri cu Ø = 5 mm, au scopul determinării reperului superior. Alimentarea se făcea cu un furtun racordat la standul de studiul pluviometriei la aspersoare, iar golirea, prin tubul de nivel inferior. Cântărindu-se apa colectată, s-a determinat volumul şi apoi diametrul interior al conductelor.

Fazele de montare, umplere, golire şi cântărire a conductelor sunt ilustrate în fig. 23.45.

În conductele din tablă de oţel şi aluminiu, paralel cu cântărirea apei s-a făcut şi măsurarea cu cilindri gradaţi de sticlă cu capacitatea de 2 litri.

S-au făcut corecţiile necesare pentru a ţine seama de variaţia greutăţii specifice a apei cu temperatura, ştiind că diametrul conductei la temperatura $t_1$, la care se fac experienţele pe stand, este:

$$D_{(t_1\,°C)} = \alpha(t_1 - t)D_{(t\,°C)} \qquad (23.89)$$

α = coeficientul de dilatare liniară al materialului din care se execută conducta

Conductele care fac parte din linia experimentală au fost numerotate şi s-a calculat diametrul mediu pentru fiecare conductă, ca medie aritmetică a cinci măsurători. S-au extras din caietul de observaţii datele cu privire la diametrele conductelor şi s-a întocmit un tabel centralizator (tabel 4.2).

**Tabel 23.13.** Tabel centralizator cu diametrele interioare medii ale conductelor

| Nr. conductei | Polietilenă | Policlorură de vinil | Aluminiu | Tablă de oţel | Obs. |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 95,6040 | 98,3940 | 99,8734 | 102,5160 | Precizia la măsurare este 1 ± 4/100 mm |
| 2 | 95,1960 | 97,6090 | 99,7874 | 101,9290 | |
| 3 | 95,3540 | 98,2340 | 99,8372 | 101,9430 | |
| 4 | 94,9380 | 97,6160 | 99,8110 | 103,6110 | |
| 5 | 94,7530 | 99,9470 | 99,3595 | 100,7460 | |
| $D_{mi}$ | 95,1750 | 98,3600 | 99,7337 | 102,149 | |
| δ | + 0,002 | + 0,003 | – 0,0002 | + 0,004 | |
| Δ | 0,217 | 0,473 | 0,1567 | 0,722 | |
| $m$ | ± 0,786 | ± 0,583 | ± 0,2704, | ± 0,687 | |
| $M$ | ± 0,3005 | ± 0,542 | ± 0,2705 | ± 0,673 | |
| $D_{mi} \pm M$ | 95,175 ± 0,3005 | 98,360 ± 0,542 | 99,7337 ± 0,2705 | 102,149 ± 0,673 | |

Notaţii în tabelul 4.2:

δ = valoarea medie a erorilor,

$D_{mi}$ = diametrul mediu interior al conductei

Δ = eroarea medie

$m$ = eroarea medie pătratică

$M$ = eroarea medie pătratică a mediei aritmetice

### 23.4.1.4. Determinări şi verificări efectuate în Laboratorul Catedrei de Hidroamelioraţii (prof. V. Blidaru)

Execuţia completă şi punerea în funcţiune a standului în aer liber a avut loc numai după ce s-au efectuat o serie de determinări şi verificări în Laboratorul interior de Irigaţii-Desecări al Catedrei de Hidroamelioraţii, Facultatea Hidrotehnică I.P.I.

Aceste lucrări s-au întreprins în iarna şi primăvara anului 1970 şi s-au referit la următoarele probleme:

- Verificarea executării, amplasării şi funcţionării prizelor de presiune.
- Verificarea funcţionării manometrelor de măsură.
- Experimentarea funcţionării diferitelor dispozitive de evacuarea aerului de pe conducte.

În ceea ce priveşte prizele de presiune s-au făcut în primul rând o serie de încercări relative la diametrul orificiilor. Literatura de specialitate (v. 3.17, 3.23, 3.34 etc.) oferă în această direcţie indicaţii destul de diferite, recomandând mărimi ale diametrului de la 1 mm până la 5, 6, 7 chiar 8 mm (v. 4.3). Verificările făcute au dus la concluzia că într-adevăr această mărime nu are o valoare numerică fixă şi că nu este cazul să se practice la toate conductele diametrul de 1 mm socotind că cu cât acesta va fi mai mic cu atât rezultatele vor fi mai precise. De multe ori în experimentări a fost necesară demontarea prizelor pentru că orificiile de un asemenea diametru se înfundau. S-a confirmat ca valabil faptul că diametrul orificiului nu trebuie să depăşească ca mărime grosimea peretelui conductei, astfel că s-au folosit următoarele diametre: de 1 mm la conductele de aluminiu, de 2 şi 3 mm la cele de Pe., p.v.c şi tablă de oţel.

Respectarea unei anumite mărimi a orificiilor, în funcţie de grosimea peretelui conductei, nu asigură precizia măsurătorilor, dacă nu se ţine seama şi de execuţia cu muchii drepte a acestora. S-a constatat că executarea orificiilor cu marginea rotunjită în interior conduce la erori prin mărirea presiunii, iar dacă marginea este rotunjită în exterior erorile se vor datora micşorării presiunii. Orificiile de captare a presiunii în instalaţia descrisă au fost realizate după schema din fig. 23.46.a, schemele b şi c fiind incorecte (23.4.1.3).

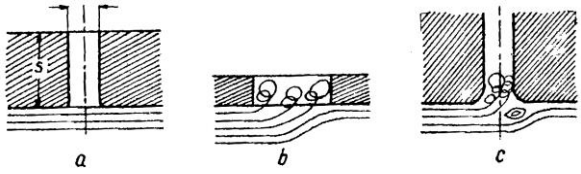


**Fig. 23.46.** Forme caracteristice de orificii de priză de presiune

- A fost de asemenea necesar, pentru determinarea coeficientului de rezistenţă la cuplaj şi la branşamentul aspersoarelor, să se determine la ce distanţă în amonte şi în aval de acesta să se monteze prizele de presiune. S-a constatat că – pentru ca uniformitatea mişcării să nu fie deranjată prin modificările survenite în mersul firelor lichide prin prezenţa cuplajului – prizele trebuie să fie amplasate la 0,30 m în amonte şi la 0,70 m în aval de cuplaj.

- În ceea ce priveşte funcţionarea prizelor, problema pusă a fost aceea de a verifica în laborator dacă cu prizele de tip 23.19.b se obţin rezultate la fel de corecte ca şi cu cele de tip 23.19.a. S-au experimentat pe rând cele două tipuri de prize, verificându-se prin citirile la manometre că priza 23.19.b, mai ieftină şi mai simplu de realizat, conduce la rezultate foarte corecte.

- Tot în laborator, au fost verificate toate manometrele cu apă şi mercur care au fost ulterior plasate în cabina standului în aer liber; în acelaşi punct au fost plasate pe rând diferite manometre, înregistrându-se citirile, în aceleaşi condiţii de funcţionare a conductelor.

- S-a ţinut seama de faptul că pentru diferenţele de presiune este absolut necesară o permanentă verificare a măsurătorilor, deoarece pot să apară multe fenomene care constituie surse de erori.

S-au realizat astfel de verificări prin efectuarea concomitentă a două măsurători – la două aparate – care trebuie să conducă la aceeaşi valoare.

Schemele de verificare de mai jos (fig. 23.47 a, b) arată următoarele:

- dacă $l_1$ şi $l_2$ şi în situaţia în care pe aceste lungimi se menţin aceleaşi rezistenţe hidraulice, manometrele $M_1$ şi $M_2$ vor indica aceeaşi valoare.

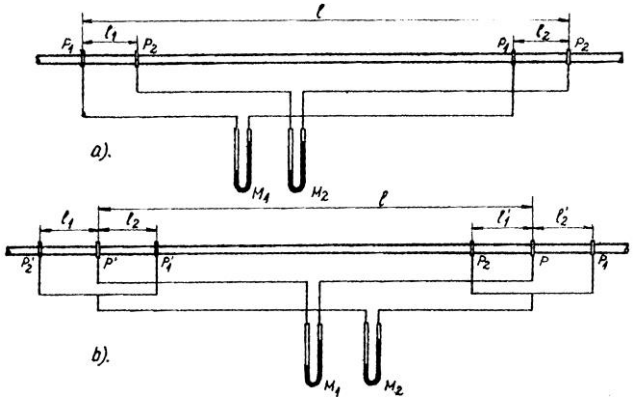



**Fig. 23.47.a, b.** Scheme de verificare a măsurătorilor de pierderi de sarcină

În schema b, manometrul $M_1$ este cel principal; manometrul $M_2$ măsoară aceeaşi diferenţă medie ca şi $M_1$ pe distanţa $l$ = PP' dacă $l_1 = l_2$ şi $l'_1 = l'_2$ (prin P, $P_1$, $P_2$, P', $P'_1$ şi $P'_2$ s-au notat punctele de priză).

- Pentru expulzarea aerului din conductă s-a constatat că dau bune rezultate nişte dispozitive simple formate din tuburi metalice prevăzute la partea superioară a conductelor prelungite cu tuburi de sticlă prin intermediul unor racorduri de cauciuc (v. fig. 23.25).

În cele ce urmează se ilustrează câteva aspecte din etapa lucrărilor de determinări şi verificări efectuate în laboratorul catedrei (fig. 23.48, fig. 23.49, fig. 23.50, fig. 23.51, fig. 23.52, fig. 23.53, fig. 23.54, fig. 23.55).

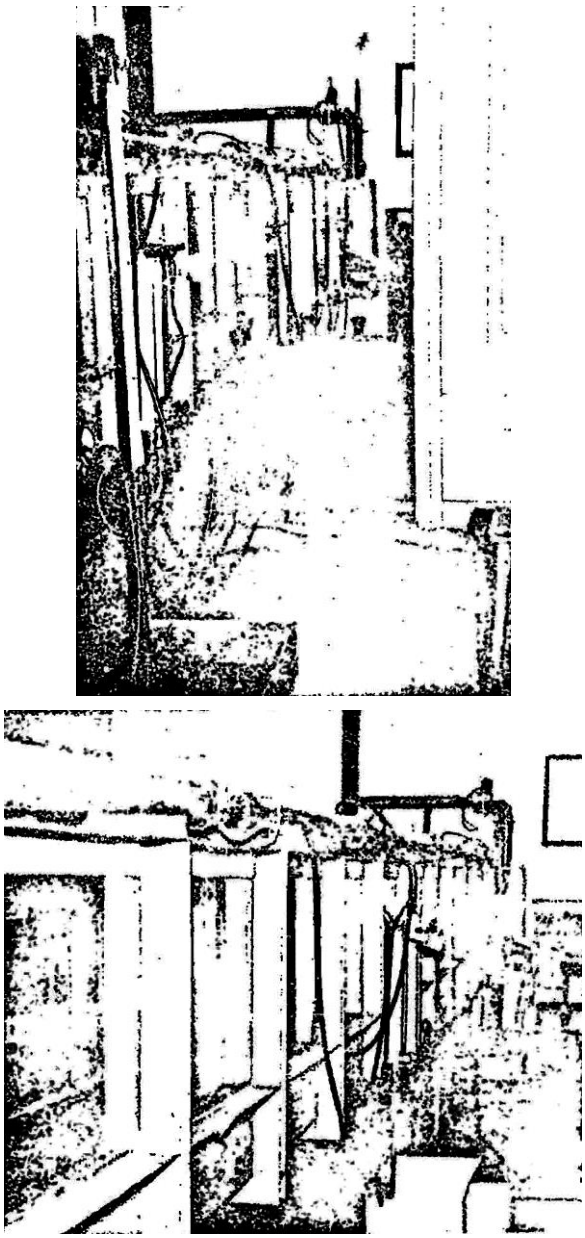


**Fig. 23.48.** Vedere generală a instalării conductelor, prizelor de presiune şi manometrelor diferenţiale în Laboratorul de Irigaţii-Desecări, Catedra de Hidroamelioraţii

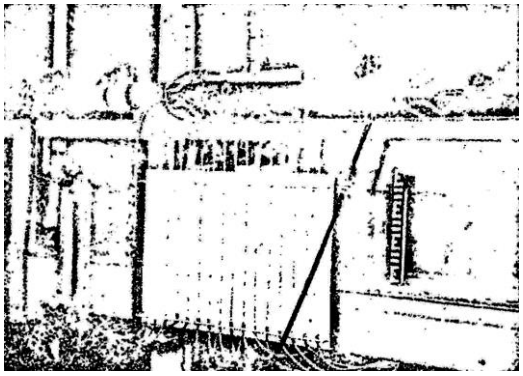


**Fig. 23.49.** Vedere din faţă a montării prizelor ($P_2$ şi $P_3$) şi manometrelor pe conductele din polietilenă densă

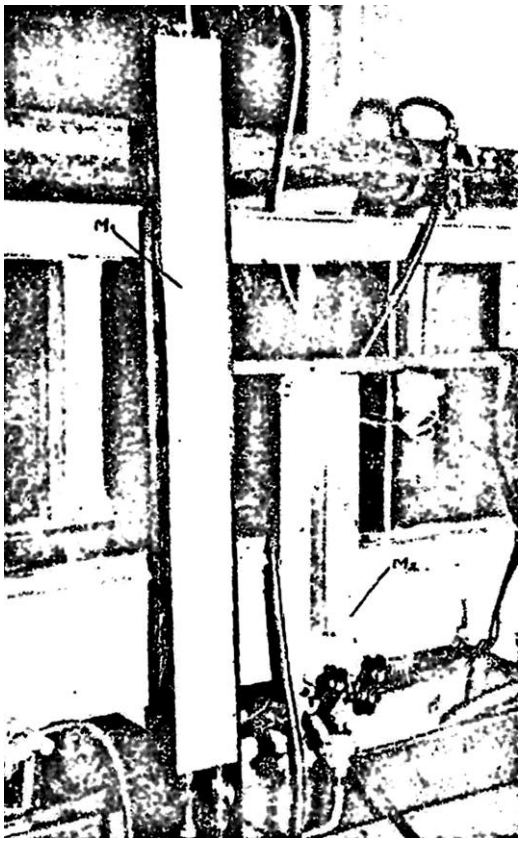


**Fig. 23.50.** Verificarea manometrelor $M_1$ şi $M_2$ la prizele $P_2$ şi $P'_2$

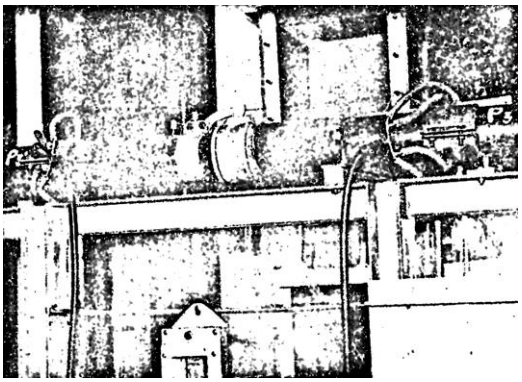


**Fig. 23.51.** Verificarea prizelor în amonte ($P_3$) şi aval de cuplaj ($P'_3$)

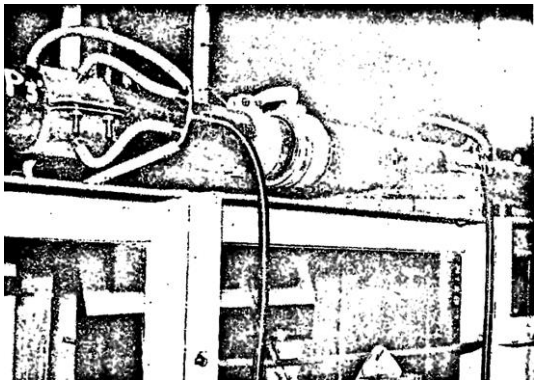


**Fig. 23.52.** Cuplajul hidraulic şi priza $P'_3$ la conducta $P_3$ (polietilenă densă)

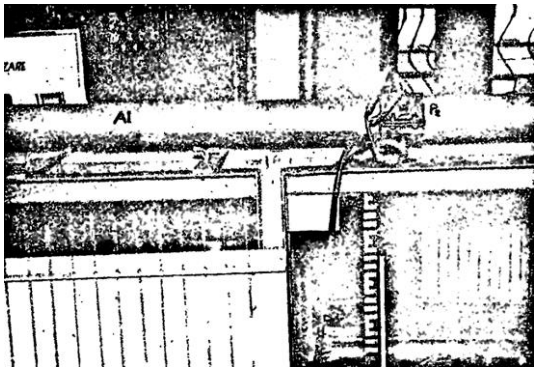


**Fig. 23.53.** Verificarea funcţionării prizei $P_2$ pe conducta de aluminiu

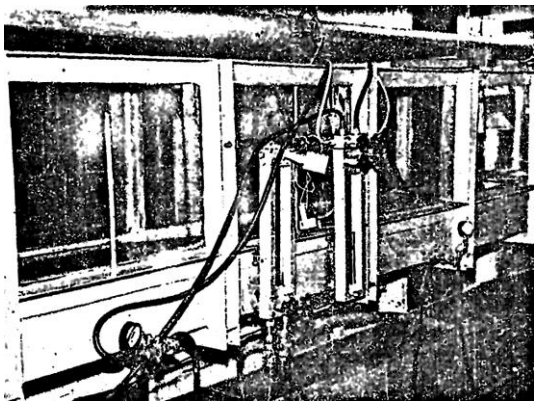


**Fig. 23.54.** Aspect din timpul verificării manometrelor pe conducta p.v.c.

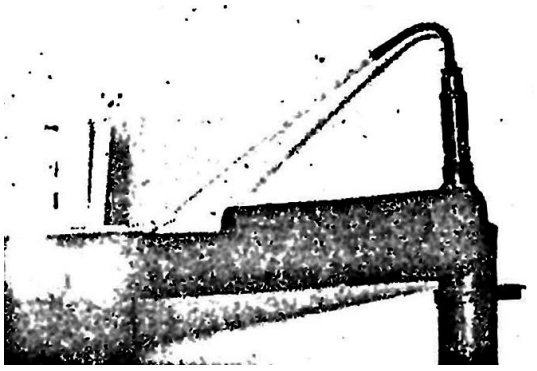


**Fig. 23.55.** Instalaţie simplă de dezaerisire

### 23.4.1.5. Metodica experimentală

Experimentările s-au efectuat în mai multe etape de lucru, urmărind 3 direcţii:

- Determinarea coeficienţilor de rezistenţă $\lambda$ pentru fiecare din materialele folosite (aluminiu, polietilenă, policlorură de vinil şi tablă de oţel) şi a coeficienţilor de rezistenţă locală la cuplaj $\zeta_c$.

- Determinarea coeficienţilor de rezistenţă locală la branşamentele aspersoarelor $\zeta_b$.

- Determinarea coeficienţilor de rezistenţă locală la principalele armături existente pe instalaţia de aspersiune cu conducte de aluminiu: vană-cot, teu şi cot la 90°.

Înainte de a începe orice experienţă, diametrele medii ale conductelor erau determinate; se verificau distanţele dintre prize şi se trecea în caietele de observaţii schema de lucru folosită şi lungimile respective dintre prize.

Pentru verificarea măsurătorilor pierderilor de presiune s-au experimentat 3 scheme de amplasare a prizelor (fig. 23.56 a, b, c).

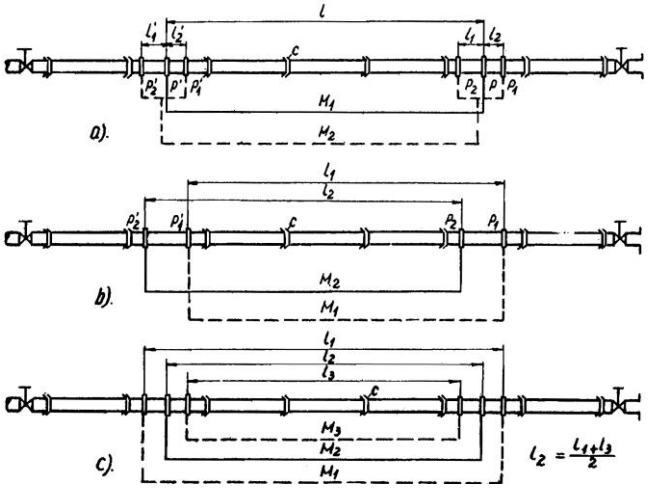


**Fig. 23.56.** Schemele de amplasare a prizelor de presiune folosite în experimentări: C – cuplaj rapid; P – priză de presiune; M – manometru

În schema din fig. 23.56.a, citirile la cele două manometre diferenţiale $M_1$ şi $M_2$ trebuiau să fie aceleaşi, pierderile producându-se pe aceeaşi distanţă şi la acelaşi număr de cuplaje (4 cuplaje).

Către manometrul $M_2$ erau transmise presiunile de la două perechi de prize $P_1$ cu $P_2$ şi $P'_1$ cu $P'_2$, iar către manometrul diferenţial $M_1$ se transmitea diferenţa de presiune dintre punctele de priză P cuplat cu P'.

În schema din fig. 23.56.b, lungimile $l_1$ şi $l_2$ sunt egale, însă cuplarea prizelor se face încrucişat: priza $P_1$ se cuplează cu $P'_1$, iar priza $P_2$ cu $P'_2$.

În schema din fig. 23.56.c,\manometrele $M_1$ şi $M_2$ măsoară diferenţe de presiune diferite, întrucât $l_1 \neq l_2$, însă măsurătorile sunt verificate prin manometrul $l_3$ situat la distanţa $l_2 = \frac{l_1 + l_3}{2}$.

Pentru determinarea pierderilor liniare şi a celor locale la 4 cuplaje, distanţele maxime între punctele de amplasare a prizelor au fost:

- La aluminiu $l_{max}$ = 27,955 m (fig. 4.42.a) – caietul de observaţii nr. 2.

- La polietilenă $l_{max}$ = 30,71 m.

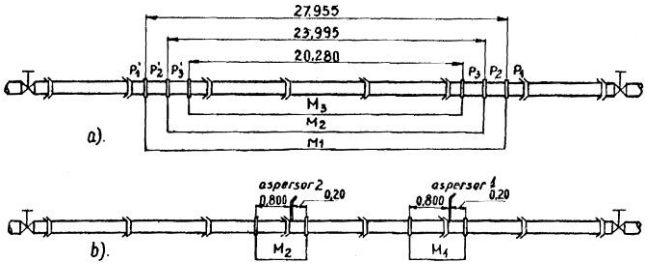


**Fig. 23.57.** Schema experimentală cu amplasarea prizelor de măsură şi a prizei de verificare pentru aripa de aluminiu: a – schema pentru pierderi liniare şi pentru pierderi locale la cuplaj; b – schema pentru pierderi locale la branşamentele aspersoarelor

Am extras din caietele de observaţii schemele de amplasare a prizelor pentru cele patru tipuri de aripi experimentale, observând că distanţele maxime între punctele de amplasare a prizelor au fost următoarele:

- La aluminiu $l_{max}$ = 27,955 m (fig. 23.57.a, caietul de observaţii nr. 2).

- La polietilenă $l_{max}$ = 28,113 m (fig. 23.58.a, caietul de observaţii nr. 3).

- La p.v.c. $l_{max}$ = 30,77 m (fig. 23.59.a, caietul de observaţii nr. 4).

- La. conductele din tablă de oţel $l_{max}$ = 24,615 m (fig. 23.60.a, caietul nr. 4.).

Pentru determinarea coef. de rezistenţă la branşamentele aspersoarelor, distanţele sunt redate în schemele (b) pentru fiecare caz.

- Cuplajele experimentate au fost de tip hidraulic (fig. 23.61) pentru conductele de aluminiu şi polietilenă şi de tip mecanic (fig. 23.62) pentru conductele de p.v.c. şi tablă de oţel.

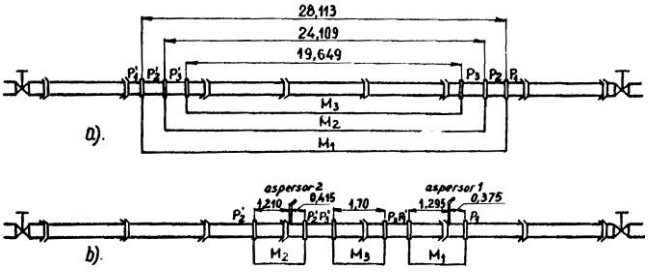


**Fig. 23.58.** Schema experimentală cu amplasarea prizelor de măsură şi a prizei de verificare pentru aripa de polietilenă: a – schema pentru pierderi liniare şi pentru pierderi locale la cuplaj; b – schema pentru pierderi locale la branşamentele aspersoarelor

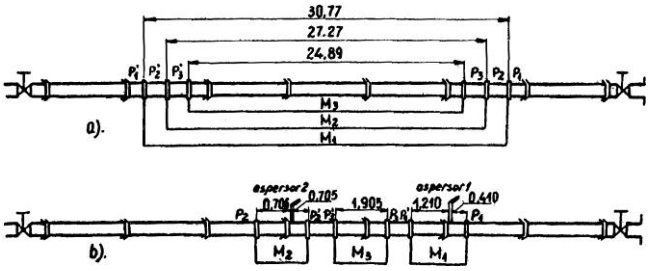



**Fig. 23.59.** Schema experimentală cu amplasarea prizelor de măsură şi a prizei de verificare pentru aripa din p.v.c.: a – schema pentru pierderi liniare şi pentru pierderi locale la cuplaj; b – schema pentru pierderi locale la branşamentele aspersoarelor

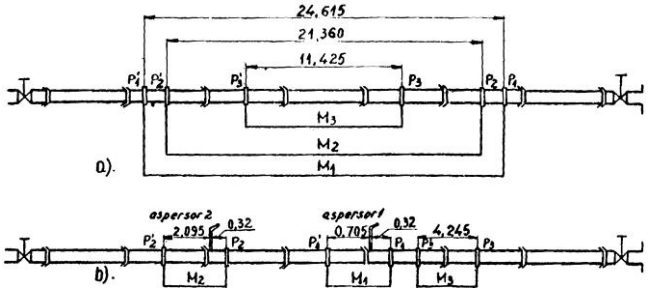



**Fig. 23.60.** Schema experimentală cu amplasarea prizelor de măsură şi a prizei de verificare pentru aripa din tablă de oţel: a – schema pentru pierderi liniare şi pentru pierderi locale la cuplaj; b – schema pentru pierderi locale la branşamentele aspersoarelor

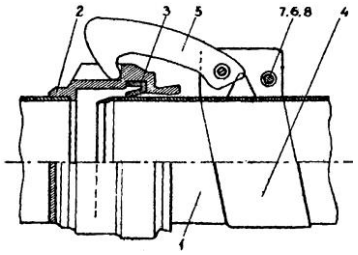



**Fig. 23.61.** Schema cuplajului hidraulic: 1 – ţeavă $D_n$ 100 x 6000 mm; 2 – cap de prindere $D_n$ 100; 3 – garnitură de etanşare $D_n$ 100; 4 – colier $D_n$ 100; 5 – cârlig; 6 – şurub M 10 x 30; 7 – piuliţă AM 10; 8 – inel de siguranţă R 10

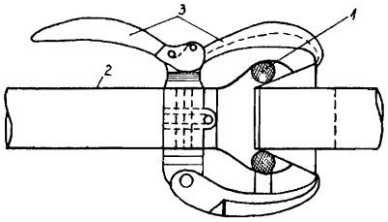



**Fig. 23.62.** Schema cuplajului mecanic tip cardan: 1 – garnitură de etanşare; 2 – ţeavă Ø 101 mm; 3 – leviere

În experimentări, conductele şi cuplajele au fost aşezate în aliniament, evitându-se unghiurile de deviere şi neparalelismul între cuplajul şi axa conductei.

- Pentru determinarea pierderilor locale la armături, s-a folosit o altă schemă de amplasare şi cuplare a prizelor (fig. 23.63, fig. 23.64 şi fig. 23.65).

Armăturile introduse în schema experimentală sunt: vană-cot (fig. 23.66), teu (fig. 23.67 şi fig. 23.68) şi cot simplu de 90° pe conducta de aluminiu.

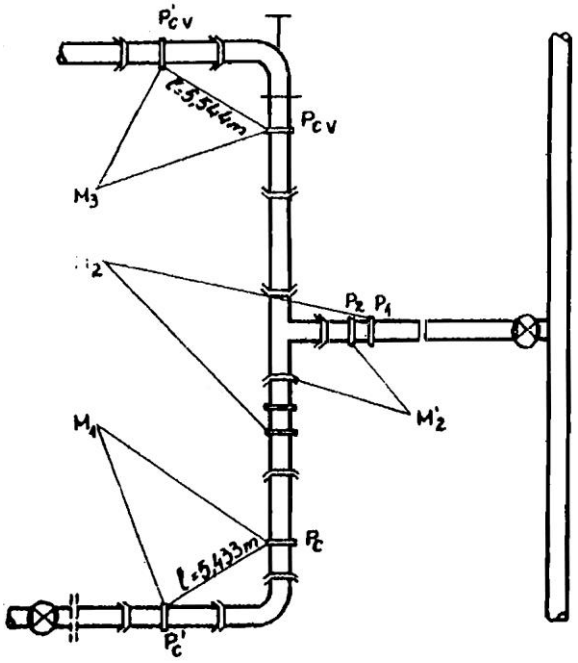



**Fig. 23.63.** Schema experimentală cu amplasarea prizelor de măsură pentru armături

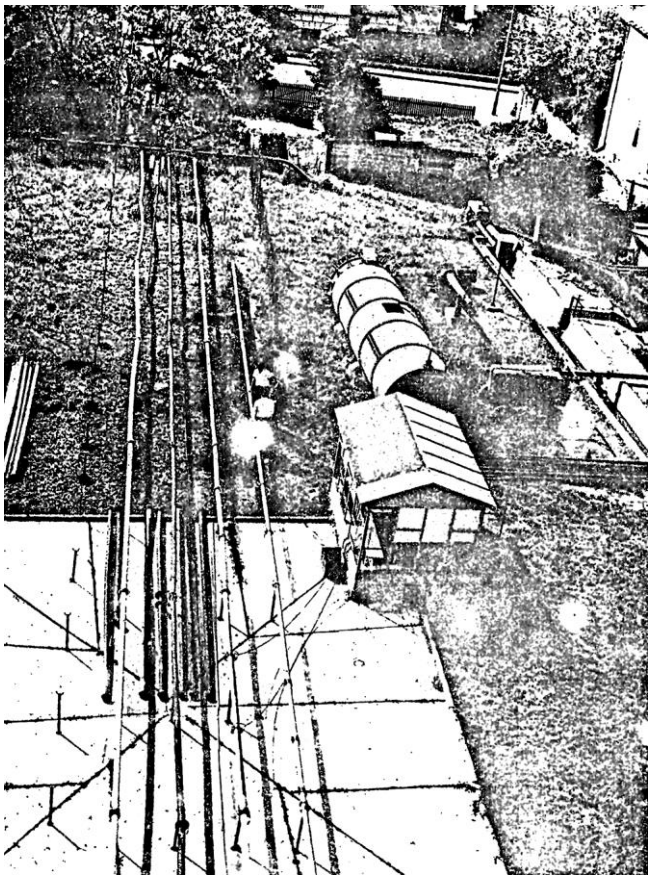


**Fig. 23.64.** Vedere generală a instalaţiei pentru studiul rezistenţelor la armături

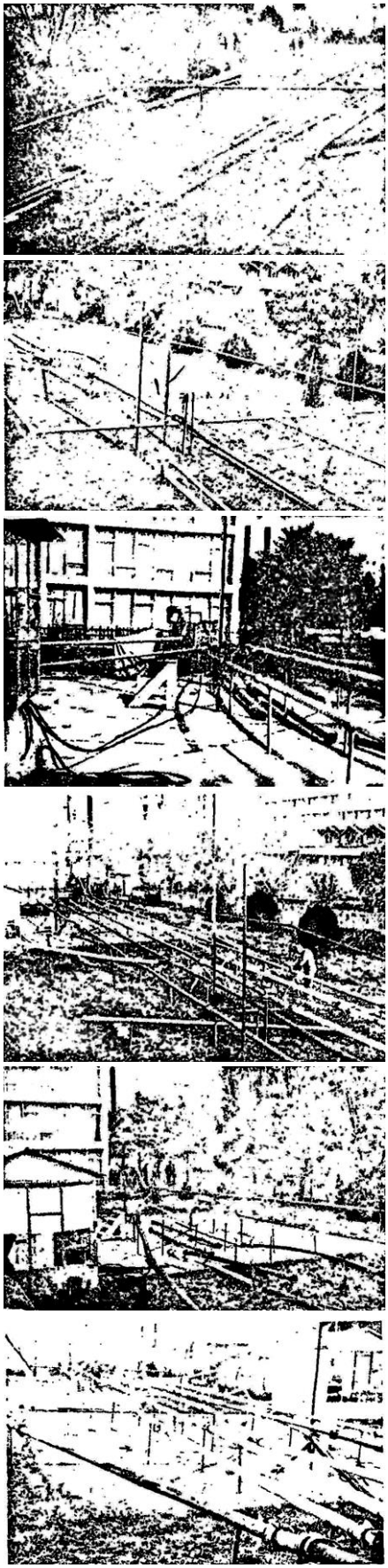


**Fig. 23.65.** Aspecte de lucru din faza de montare a instalaţiei pentru studiul rezistenţei la armături

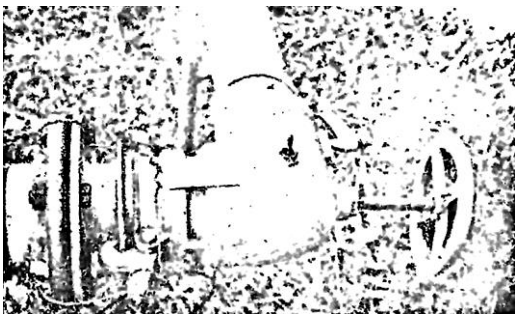


**Fig. 23.66.** Armătura vană-cot introdusă în instalaţia experimentală.

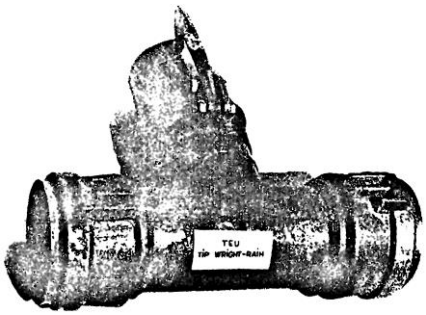


**Fig. 23.67.** Teul folosit în instalaţia experimentală pentru determinarea pierderilor locale

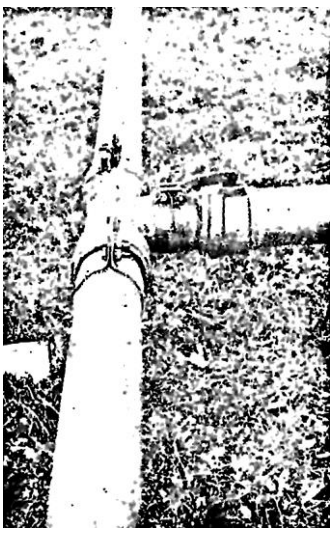


**Fig. 23.68.** Teul montat în instalaţia de conducte de aluminiu

Odată schema de funcţionare stabilită, se procedează în felul următor:

- Se pune agregatul şi întreaga instalaţie de alimentare în funcţiune, având iniţial manometrele închise.

- În cazul în care se lucrează cu agregatul A-P.T.4 se pune în funcţiune şi motocompresorul pentru a crea perna de aer în hidrofor, care să asigure o presiune stabilă în timp.

- Se reglează debitul cu ajutorul vanei situată pe linia experimentală, în amonte în cazul folosirii agregatului A.P.T-4 şi cu ajutorul vanei din aval în cazul folosirii electropompei Sadu.

- Se aşteaptă timp de câteva minate, pentru ca curentul să se stabilească şi să se realizeze un regim permanent uniform.

- Înainte de a efectua măsurătorile, se verifică aerisirea tuburilor de transmisie, verticalitatea şi buna funcţionare a manometrelor.

- Pentru un debit dat, se efectuează citirile la manometrele diferenţiale din cabină.

- Se notează de fiecare dată presiunea de lucru a aripii prin citirile la manometrele metalice situate la capătul amonte al aripii de aspersiune.

- Pentru flecare experienţă s-au efectuat câte 3-4 citiri la manometre, luându-se în calcul media lor aritmetică, aşa cum s-a procedat de altfel cu toate elementele hidraulice şi geometrice care au intervenit în determinările făcute.

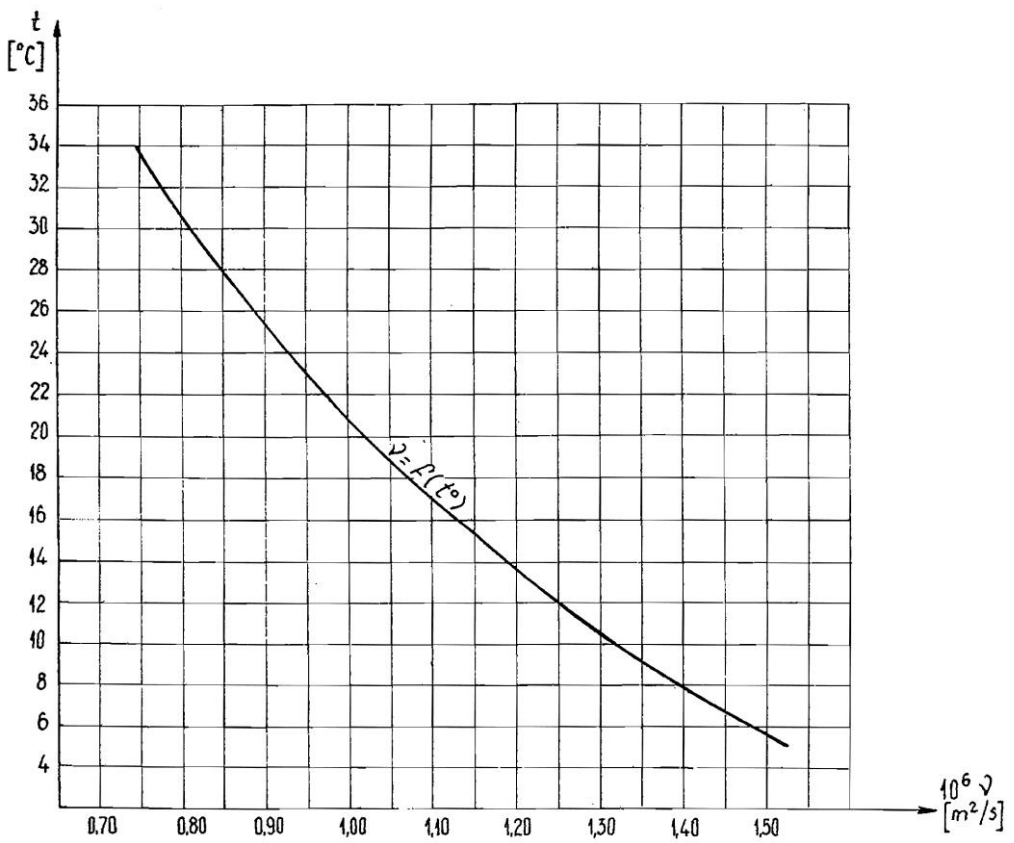



**Fig. 23.69.** Variaţia vâscozităţii cu temperatura

- Debitele s-au determinat prin metoda directă de măsurare a volumului (*W*) care se scurge în rezervorul etalonat (v. fig. 23.34) într-un timp determinat *t*. Volumul *W* rezultă din diferenţa $W_2 - W_1$, $W_1$ fiind volumul dinainte de umplere (reper inferior al tuburilor de nivel), iar $W_2$ volumul după umplere.

- Durata unei măsurători a fost de peste 25", după cum rezultă din caietele de observaţii, ceea ce a condus la obţinerea unei precizii mari; s-au făcut câte 2-3 citiri ale volumului, fiind eliminate determinările care dădeau o eroare mai mare de 0,1 l/s între două citiri consecutive.

- Verificarea debitului s-a făcut la unele experimentări cu ajutorul tubului Pitot (înmulţind viteza obţinută experimental cu ajutorul tubului P, cu secţiunea conductei) în cazul debitelor mai mari, sau cu ajutorul deversorului instalat pe canalul de recirculare pentru debite până la 10 l/s.

- Odată cu determinările de debite, presiuni, diferenţe de presiuni, se înregistra temperatura apei şi a aerului.

Experimentările făcându-se în 4 etape, s-a lucrat cu o gamă destul de largă de temperaturi, de la 5° până la 27°C şi de aceea pentru uşurinţa calculelor s-a întocmit graficul $\nu = f(t°)$ – fig. 23.69.

Pentru a mări precizia citirilor la manometre s-au folosit diferite metode, în afară de citirile cu ochiul liber: cu lupa, citiri cu catetometru (fig. 23.70) şi citiri pe fotografii executate cu un fototeodolit (fig. 23.71).

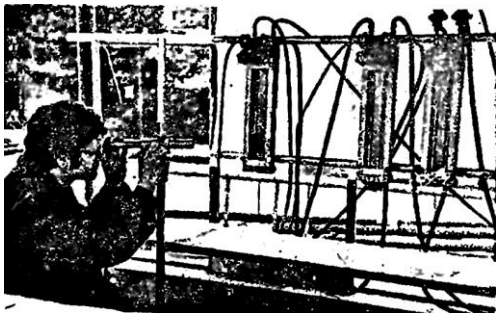


**Fig. 23.70.** Citiri cu catetometru

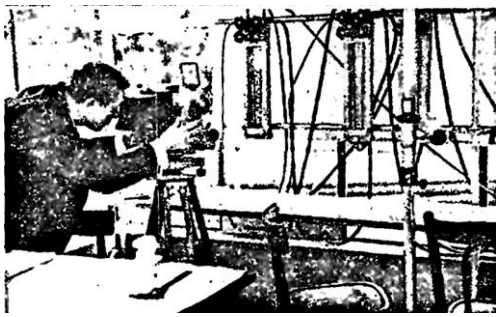


**Fig. 23.71.** Fotografierea (cu fototeodolitul) a indicaţiilor manometrelor

Fig. 23.72 şi textul indică exemple de lucru prin fotografiere.

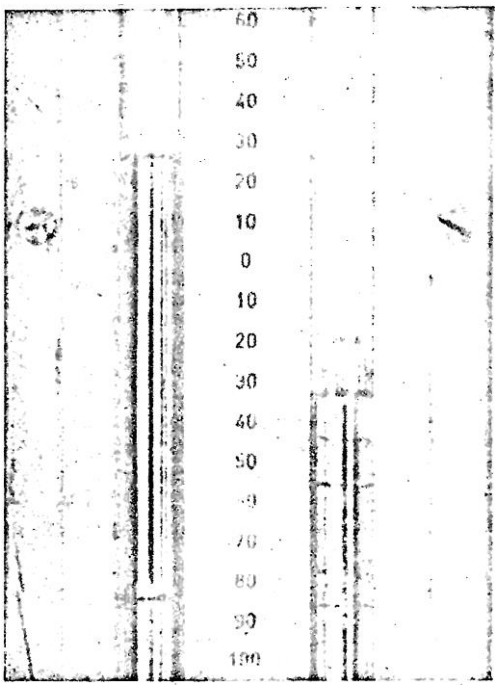



**Fig. 23.72.** Exemplu de înregistrare prin fotografiere a indicaţiilor manometrelor diferenţiale, 28.XII.1970

- Filmul nr. 10, imaginea manometrului central $b_1$, conductă de aluminiu.

- Fotografierea s-a efectuat cu aparatul montat pe trepied la distanţa constantă de 1,56 m faţă de manometrul central, cu direcţie perpendiculară (realizată şi verificată prin intermediul colimatorului).

- Timpul de expunere optim; t = 1/25 sec.; iar manometrele diferenţiale au fost luminate în timpul preluării imaginilor, cu două reflectoare de 500 waţi, aşezate în poziţii constante.

- Preluarea imaginilor a fost efectuată pe cicluri de câte 4 (patru) serii de fotograme cu câte 3 (trei) imagini instantanee.

- Filmele respective au fost prelucrate în laboratorul de Fotogrammetrie de la Facultatea Hidrotehnică.

- Citirile coloanelor imagine ale manometrelor s-au efectuat la aparatul fotogrammetric, stereocomparatorul de precizie „Drobâşev".

Acesta este dotat cu două portclişee pe care s-au centrat fotogramele imagine una câte una, ale căror poziţii pot primi deplasări cu valori mici în lungul axei X şi Y, prin intermediul unui cărucior.

- Dispozitivul optic de vizare, constituit dintr-un bloc binocular, cu mărci de măsurare gravate şi aşezate în planele focale ale binocularului, permite observarea cu precizie a diviziunilor de pe scara gradata a manometrelor diferenţiale.

- Citirile s-au efectuat cu ajutorul imaginii scărilor gradate a manometrelor, asociate cu scara gradată Y a stereocomparatorului fixată pe puntea dispozitivului optic, care, împreună cu vernierul, permit citirea diviziunilor cu o precizie de 0,1 mm.

- Pentru fiecare coloană imagine a celor 3 (trei) manometre, s-au efectuat câte 3 (trei) citiri la stereocomparator.

- Valorile definitive ale citirilor înscrise în fişele experimentale sunt obţinute cu 6 zecimale.

- Pentru calcule, se considera primele 3 zecimale, iar restul de zecimale pot fi neglijate, ele rezultând din calculul de interpolare liniară, care s-a efectuat pentru fiecare coloană imagine în parte.

Tuburile de sticlă ale manometrelor diferenţiale au fost spălate o data la 3 luni cu $NO_3H$ diluat 1/3, în cazul când citirile s-au făcut cu apă.

În cazul folosirii mercurului s-a aplicat atât curăţirea mecanică, cât şi cea chimică, folosindu-se o soluţie formată din o parte bicromat de potasiu şi 10 părţi acid sulfuric, apoi au fost spălate cu apă distilată până la dispariţia aciditătii.

## 23.4.2. PRELUCRAREA DATELOR EXPERIMENTALE ŞI REZULTATELE OBŢINUTE

### 23.4.2.1. Modul general de prelucrare a datelor experimentale

Experimentările pentru determinarea coeficienţilor de rezistenţă liniară şi locală pe conductele din diferite materiale ce formează aripile de aspersiune şi conductele de legătură s-au efectuat în 4 etape diferite, după cum urmează:

- Etapa mai 1969 – martie 1970, când s-a lucrat în Laboratorul Catedrei de Hidroameliorații; în afară de o serie de verificări şi de tarări ale aparatelor de măsură, s-au efectuat şi un număr de peste 200 experimentări preliminarii la conductele de Pe, p.v.c. şi Al.

- Etapa aprilie – septembrie 1970, când s-au efectuat peste 800 de experimentări, revenind circa 200 de măsurători pentru fiecare material din care erau confecţionate conductele (pt. $\lambda$, $\zeta_c$, $\zeta_b$).

- Etapa septembrie – noiembrie 1970, când s-au efectuat un număr de circa 200 experimentări pentru determinarea coeficienţilor de rezistenţă la diversele armături întâlnite în instalaţiile de aspersiune cu conducte din aluminiu: vană-cot, teu, robinet.

- Etapa aprilie – mai 1971, când s-au efectuat circa 100 de experimentări pentru verificarea rezultatelor obţinute la conductele p.v.c. produse de U.P.M.P. Iaşi, cu care a fost încheiată o convenţie de colaborare, în vederea studiului hidraulic al conductelor p.v.c. Fiecare experienţă s-a compus la rândul său din 2-4 măsurători necesare verificării debitelor şi presiunilor.

Coeficienţii de rezistenţă liniară (λ) la conductele din diferite materiale şi cel de rezistenţă locală la cuplajele hidraulice şi mecanice ($\zeta_c$) s-au determinat succesiv începând cu conductele de polietilenă, apoi p.v.c.-ul, aluminiul şi în sfârşit pentru conductele din tablă de oţel.

S-a luat de bază relaţia cunoscută de calculul pierderilor:

$$h_{r_{1-2}} = \sum_1^2 h_i + \sum_1^2 h_l \qquad (23.89)$$

în care:

$h_{r_{1-2}}$ reprezintă pierderea de sarcină totală pe o lungime determinată – între două secţiuni date 1 şi 2 (în care, în cazul de faţă, au fost montate prizele de presiune);

$\sum_1^2 h_i$ – pierderea de sarcină liniară, între prizele 1 şi 2.

$\sum_1^2 h_l$ – suma pierderilor de sarcină locală care în cazul de faţă se datorează cuplajelor dintre prizele 1 şi 2.

Înlocuind expresia pierderilor liniare şi locale, relaţia generală a pierderilor pe o lungime oarecare de conductă va fi:

$$h_r = \frac{\lambda_l}{D}\frac{V^2}{2g} + n\zeta_c\frac{V^2}{2g} \qquad (23.90)$$

în care:

$l$ – este suma tuturor lungimilor pe care au loc pierderi liniare;

$n$ – numărul cuplajelor existente pe lungimea conductei experimentale.

Din schemele de amplasare a prizelor de presiune folosite în experimentări (v. fig. 4.41 a, b, c) se desprinde faptul că manometrele diferenţiale au înregistrat pierderile liniare plus cele locale, produse de cuplajele situate între punctele de priză respective.

S-a alcătuit de fiecare dată un sistem de 2 ecuaţii:

$$\begin{cases} \dfrac{\lambda l_1}{D}\dfrac{V^2}{2g} + n\zeta_c\dfrac{V^2}{2g} = h_{r_1} \\ \dfrac{\lambda l_2}{D}\dfrac{V^2}{2g} + n\zeta_c\dfrac{V^2}{2g} = h_{r_2} \end{cases} \qquad (23.91)$$

Notând prin $\Delta h_m$ şi $\Delta h_{m+1}$ citirile la manometrele diferenţiale corespunzătoare lungimilor $l_m$ şi $l_{m+1}$ s-au putut afla cele două necunoscute, λ şi $\zeta_c$, cu ajutorul relaţiilor:

$$\lambda = \frac{\Delta h_m - \Delta h_{m+1}}{\dfrac{V^2}{2g}}\frac{D}{l_m - l_{m+1}} \qquad (23.92)$$

$$\zeta_c = \frac{1}{n}\left(\frac{\Delta h_m}{\dfrac{V^2}{2g}} - \lambda\frac{l_m}{D}\right) \qquad (23.93)$$

Citirile la manometre, debitul, presiunile de la capătul amonte al aripii, au fost înregistrate în caietele de observaţii; pentru a urmări cu mai multă uşurinţă prelucrarea datelor, în vederea determinării coeficienţilor de rezistenţă, s-au trecut în tabele şi valorile calculate ale termenului cinetic $\frac{V^2}{2g}$; cunoscând viteza medie, diametrul şi coeficientul de vâscozitate cinematică al apei, în funcţie de temperatura înregistrată, s-a calculat pentru fiecare experienţă numărul Reynolds şi s-a trecut în tabel pentru a servi la stabilirea legăturilor funcţionale $\lambda = f(\mathrm{Re})$ şi $\zeta_c = f(\mathrm{Re})$.

Tabelele folosite pentru înregistrarea şi prelucrarea datelor în vederea obţinerii coeficienţilor de rezistenţă λ şi $\zeta_c$ au fost întocmite după modelul prezentat în tabelul 23.14.

Din caietul de observaţii au fost extrase apoi valorile λ şi $\zeta_c$ obţinute în urma prelucrării datelor experimentale, întocmindu-se tabele cu valorile vitezei medii, numărului Reynolds şi coeficienţii de rezistenţă corespunzători materialului şi tipului de cuplaj folosit; ordinea de variaţie a lui Re nu este aceeaşi cu a lui $V$ datorită temperaturilor diferite ale apei în timpul experimentărilor.

Corespunzător temperaturilor apei şi aerului s-au trecut în caietele de observaţii valorile $\gamma_{Hg}$, $\gamma_{H_2O}$ şi $\nu_{H_2O}$.

- Graficele în coordonate Re şi λ sau Re şi $\zeta_c$ au putut materializa punctele experimentale obţinute.

- Prin prelucrare numerică s-au obţinut apoi relaţiile de calcul şi curbele reprezentative ale funcţiei $\lambda = f(\mathrm{Re})$ corespunzătoare datelor experimentale.

- Pe acelaşi grafic, s-au trasat şi curbele corespunzătoare celor mai răspândite relaţii de calcul, pentru zona de curgere respectivă şi unde a fost posibil şi pentru materialul respectiv (în cazul de faţă conductele s-au comportat fie ca conducte netede, fie în majoritate în zona de tranziţie); aceasta s-a făcut în scopul confruntării rezultatelor experimentale cu cele obţinute din relaţiile de calcul recomandate de literatura de specialitate.

Conductele din tablă de oţel au prezentat o excepţie în prelucrarea datelor faţă de cele din Pe., p.v.c. şi Al, prin faptul că aici s-a determinat un coeficient de rezistenţă global λ', neputând fi separat fizic coeficientul de frecare λ de cel datorat cuplajului mecanic $\zeta_c$; neuniformităţile de execuţie ale acestor conducte, sudura longitudinală, sudurile transversale prezente din 2

în 2 m, ca şi rezistenţa relativ mică introdusă de cuplaj, explică în suficientă măsură imposibilitatea departajării rezistenţelor în acest caz.

- Coeficienţii de rezistenţă locală la cuplaj, determinaţi pe baza datelor experimentale introduse în relaţia (5.5), au fost de asemeni întabelaţi, urmărindu-se prin reprezentări grafice variaţia lor în funcţie de Re.

- Datele experimentale obţinute pentru $\zeta_c$ au fost prelucrate statistic, rezultând o valoarea medie practic constantă a lor pentru fiecare tip de cuplaj – conductă analizat, excepţie făcând tabla de oţel.

- După ce au fost prelucrate şi interpretate rezultatele cu privire la $\lambda$, $\zeta_c$ şi $\zeta_b$, s-a trecut la analiza determinărilor experimentale privind coeficienţii de rezistenţă locală la ramificarea curentului în prelungitorul aspersorului.

- În cadrul experimentărilor au fost folosite aspersoarele tip A.S.J. 1 (Cluj) şi s-a înlocuit duza aspersorului cu furtune de cauciuc pentru a colecta apa în vase tarate în vederea evaluării debitului aspersat.

- Dat fiind faptul că debitul scade pe aripă din amonte în aval şi că înainte de intrarea în aspersor vitezele sunt mai mari, iar după ieşirea din aspersor mai mici, la branşamentele aspersoarelor are loc o creştere de energie (fig. 5.1) ce poate fi exprimată prin relaţia:

$$E_m = \frac{V_m^2 - V_{m-1}^2}{2g} \qquad (23.94)$$

în care:

$E_m$ – creşterea de energie după branşamentul *m*;

$\frac{V_m^2}{2g}$ – energia cinetică specifică în amonte de branşamentul m;

$\frac{V_{m-1}^2}{2g}$ – energia cinetică, specifică în aval de branşamentul *m*.

În plus, are loc şi o creştere a energiei totale pe secţiune, datorată captării de către branşament a firelor de lichid marginale, cu energie specifică redusă.

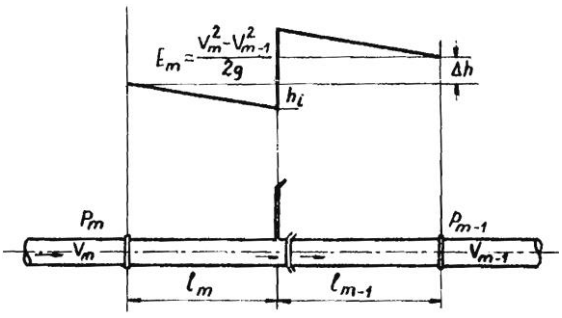



**Fig. 23.73.** Variaţia energiei specifice la branşamentul pentru aspersor

Ţinând seama de faptul că priza pentru prelungitorul aspersorului se află în imediata vecinătate a cuplajului – ca de exemplu mufările tip Ceahlăul Piatra Neamţ folosite pentru conductele de polietilenă, rezultă că citirile la manometrul diferenţial au înregistrat ambele pierderi locale, la care s-a adăugat şi pierderea liniară produsă de distanţa dintre prizele de măsură.

- Folosind notaţiile $l_1$, $V_1$, $Q_1$, $\lambda_1$, $Re_1$ pentru lungime, viteza medie, debitul, coeficientul lui Darcy, numărul Reynolds dintre punctul de priza $P_1$ şi aspersor şi $l_2$, $V_2$, $Q_2$, $\lambda_2$, $Re_2$ pentru mărimile respective raportate la distanţa dintre aspersor şi punctul de priză $P_2$, s-a aplicat pentru determinarea lui $\zeta_b$ următoarea relaţie:

$$\zeta_b = \frac{\Delta h}{\frac{V_1^2}{2g}} - \left[ \lambda_1 \frac{l_1}{D} + \lambda_2 \frac{l_2}{D} \left( \frac{Q_2}{Q_1} \right)^2 \right] \qquad (23.95)$$

Practic, coeficientul $\zeta_b$ reprezintă suma algebrică a celor doi coeficienţi de rezistenţă – la cuplaj şi la branşament – ce pot fi ulterior separaţi datorită determinărilor experimentale ale coef. $\zeta_c$, dar care din punct de vedere practic nu are importanţă.

La manometrele diferenţiale, s-au înregistrat în timpul experienţelor la branşamente atât pierderi, cât şi creşteri de presiune, în funcţie de poziţia aspersorului pe aripă – implicit de raportul debitelor amonte şi aval de branşament – de tipul cuplajului folosit, natura materialului din care sunt confecţionate conductele etc.

Citirile la manometrele diferenţiale, debitele aspersoarelor şi cele de pe aripă, ca şi celelalte elemente necesare determinării lui $\zeta_b$ în funcţie de datele experimentale, au fost înregistrate în caietele de observaţii, pe tabele întocmite conform tabelului 23.15.

După ce s-au întabelat datele experimentale, au fost reprezentate grafic funcţiile $\zeta_b = f\left(\frac{Q_{am}}{Q_a}\right)$, urmând interpretarea rezultatelor şi confruntarea lor cu cele indicate în literatura de specialitate.

- Pentru determinarea pierderilor locale la armături, s-a folosit instalaţia specială descrisă în capitolul anterior (v. fig. 23.63).

Coeficientul de rezistenţă locală la vană-cot a rezultat din relaţia următoare:

$$\zeta_{v,\text{cot}} = \frac{\Delta h}{\frac{V^2}{2g}} - \lambda \frac{l}{D} \qquad (23.96)$$

în care diferenţa de presiune la manometru ($\Delta h$), viteza medie a apei ($V$), coef. $\lambda$, diametrul $D$ şi lungimea $l$, reprezintă date experimentale.

- Pierderile la teu ($\Delta h_t$) rezultă din relaţia:

$$\Delta h_t = \lambda_1 \frac{l_1}{D} \frac{V_1^2}{2g} + \lambda_t \frac{l_t}{D} \frac{V_t^2}{2g} + \zeta_t \frac{V_t^2}{2g} \qquad (23.97)$$

din care s-a obţinut:

$$\zeta_t = \frac{\Delta h_t}{\frac{V^2}{2g}} - \lambda_t \frac{l_t}{D} - \lambda_1 \frac{l_1}{D} \frac{V_1^2}{2g} \qquad (23.98)$$

S-au folosit notaţiile:

$\zeta_t$ pentru coef. de rezistenţă locală la teu, iar $\lambda_1$, $V_1$ şi $\lambda_t$, $V_t$ corespund lungimilor $l_1$ şi $l_t$.

- În sfârşit, pentru determinarea coeficientului de rezistenţă la cot ($\zeta_{cot}$) pentru instalaţii cu conducte de aluminiu s-a folosit relaţia de calcul:

$$\zeta_{cot} = \frac{\Delta h_{vot}}{\frac{V^2}{2g}} - \lambda \frac{l}{D} \qquad (23.99)$$

scăzându-se din pierderea totală înregistrată la manometru cea liniară.

Datele obţinute au fost înregistrate în caietele de observaţii folosind tabele de tipul indicat în tab. 23.16.

Datele întabelate au folosit la reprezentările grafice, fiind apoi interpretate şi comparate cu alte rezultate.

- Prelucrarea datelor obţinute experimental a fost continuată în vederea obţinerii graficelor de determinare a pierderilor pentru conductele de legătură şi pentru aripi de aspersiune.

- Astfel, pe baza valorilor experimentale ale lui $\lambda$ s-au calculat pierderile unitare pentru conductele continui din diferite materiale cu ajutorul relaţiei Darcy-Weisabuch şi apoi s-au întocmit grafice care reprezintă funcţia $100J = f(Q, D)$.

- În funcţie de coeficienţii de rezistenţă locală $\zeta_c$ – determinaţi experimental pentru cuplaje – şi de termenul cinetic $\frac{V^2}{2g}$, s-au calculat valorile pierderilor de sarcină locală la cuplaj ($\Delta h_c$), care au fost de asemenea întabelate.

- Cunoscându-se pierderile liniare şi cele locale datorită cuplajelor, s-au calculat pierderile totale pentru conductele de legătură din diferite materiale şi de diferite diametre, trecându-se în tabel valorile $100\,J'$, $J'$ reprezentând pierderea unitară rezultată din însumarea pierderii liniare cu cea datorită cuplajului. S-au considerat cuplaje din 6 în 6 m, calculele efectuându-se pentru diametrele de 76 mm, 89 mm, 101 mm şi 125 mm.

- Ştiind că pierderea locală se poate exprima în pierdere echivalentă pe o anumită lungime de conductă cu ajutorul relaţiei:

$$\zeta_c \frac{V^2}{2g} = \lambda \frac{l_e}{D} \frac{V^2}{2g} \qquad (23.100)$$

s-au determinat lungimile echivalente corespunzătoare pierderilor la cuplaj folosind relaţia:

$$l_e = \frac{\zeta_c D}{\lambda} \qquad (23.101)$$

în care $\zeta_c$ are, după cum s-a arătat, o valoare medie practic constantă pentru tipul de cuplaj-conductă folosit, iar $\lambda = f(\mathrm{Re})$ a reieşit din graficele întocmite pe baza datelor experimentale.

Pierderile de sarcină pe aripile de udare, cu conducte confecţionate din materialele studiate, au fost calculate pentru cazul cuplajelor situate din 6 în 6 m şi pentru diferite distanţe între aspersoare: 12, 18, 24, 30, 36 şi 48 m, cât şi pentru dublul acestor distanţe, pentru a fi folosite în cazul funcţionării alternative a aspersoarelor. Pentru conductele de Pe., p.v.c. şi Al, calculele s-au făcut pentru diametrele de 76 mm, 89 mm şi 101 mm, iar pentru cele din tablă de oţel, numai pentru diametrul de 101 mm, întrucât nu se folosesc conducte de alt diametru, din acest material, pentru aripile de aspersiune.

Pierderile au fost calculate din aval în amonte prin cumularea celor liniare cu cele locale datorite cuplajelor şi branşamentelor, relaţia de calcul folosită putând fi exprimată sub următoarea formă generală:

$$\Delta h_n = \frac{q_a^2}{2gA^2}\left\{\left[\frac{n(2n^2+1)}{6}\right]\left[\frac{6m\lambda}{D} + (m-1)\zeta_0\right] + \sum_2^n \zeta_{b_{i-1}} i^2\right\} \qquad (23.102)$$

în care s-au folosit notaţiile:

$\Delta h_n$ – pentru pierderea totală pe a.a. cu $n$ aspersoare;

$q_n$ pentru debitul aspersorului;

$n$ – numărul de aspersoare în funcţiune pe a.a.;

$m$ – numărul de tuburi de 6 m existente între 2 aspersoare ($m = \frac{d}{6}$; $d$ = distanţa între aspersoare);

$\zeta_c$ – coeficientul de rezistenţă mediu al cuplajului respectiv;

$\zeta_b$ – coef. de rezistenţă locală la branşamentul rezultat din experimentări;

$i$ – poziţia aspersorului de la 1 la $n$;

$A$ – secţiunea conductei;

$\lambda$ – valoarea medie a coeficientului de rezistenţă liniară pe toată aripa.

Această valoare s-a obţinut din egalarea următoarelor relaţii:

a) $$\sum_a^l \frac{\lambda(\mathrm{Re})\Delta l}{D} \frac{V_i^2}{2g} \qquad (23.103)$$

b) $$\sum_a^l \frac{\lambda_{mediu}\Delta l}{D} \frac{V_i^2}{2g} \qquad (23.104)$$

în care:

$\lambda(\mathrm{Re})$ rezultă din funcţia determinată experimental pentru materialul respectiv;

$v_i$ – vitezele medii pe tronsoane;

$l$ – lungimile tronsoanelor.

Debitul total al aripii s-a considerat cel indicat în literatura de specialitate pentru diferite diametre ale aripii.

**Tabelul nr. 23.14**

| Nr. curent | Presiunea (at) | Pierderi de sarcină | | | Debite $Q$ | | | | | Viteza $V$ (m/s) | $\frac{V^2}{2g}$ | Re | $\zeta_c$ | $\lambda$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $\Delta h_1$ (m) | $\Delta h_2$ (m) | $\Delta h_3$ (m) | Pitot | | Debit de capăt | | | | | | | |
| | | | | | $\Delta h$ (m) | $Q$ (l/s) | $W$ (m$^3$) | $T$ (s) | $Q$ (l/s) | | | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 |

**Tabelul 23.15**

| Nr. curent | Presiunea (at) | Pierderi de sarcină | | Debite $Q$ | | | | | | | | | $V_1$ (m/s) | $V_2$ (m/s) | $V_3$ (m/s) | $\frac{V_1^2}{2g}$ | $\frac{V_2^2}{2g}$ | $\frac{V_3^2}{2g}$ | $Re_1$ | $Re_2$ | $Re_3$ | $\zeta_{b1}$ $\zeta_{b2}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $\Delta h_1$ (m) | $\Delta h_2$ (m) | Aspersor 1 | | | Aspersor 2 | | | Debit de capăt | | | | | | | | | | | | |
| | | | | $W$ (m$^3$) | $T$ (s) | $Q_1$ (l/s) | $W$ (m$^3$) | $T$ (s) | $Q_2$ (l/s) | $W$ (m$^3$) | $T$ (s) | $Q$ (l/s) | | | | | | | | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 |

**Tabelul 23.16**

| Nr. curent | Presiunea (at) | Pierderi de sarcină | | | Debite $Q$ | | | | | | $V_1$ (m/s) | $V_2$ (m/s) | $V_3$ (m/s) | $\frac{V_1^2}{2g}$ | $\frac{V_2^2}{2g}$ | $\frac{V_3^2}{2g}$ | $Re_1$ | $Re_2$ | $Re_3$ | $\zeta_{v\,cot}$ | $\zeta_{cot}$ | $\zeta_t$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $\Delta h_1$ (m) | $\Delta h_2$ (m) | $\Delta h_3$ (m) | Descărcare 1 | | | Descărcare 2 | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | $W$ (m$^3$) | $T$ (s) | $Q_1$ (l/s) | $W$ (m$^3$) | $T$ (s) | $Q_2$ (l/s) | | | | | | | | | | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 |

După ce s-au trecut în tabele valorile calculate pentru pierderile pe aripă, s-au putut trasa graficele care reprezintă funcţia:

$$\frac{\Delta h}{q_a^2} = f(n.d)$$

şi care pot fi folosite în practica de proiectare a aripilor de aspersiune.

### 23.4.2.2. Rezultatele obţinute pentru aripile de aspersiune din polietilenă densă

Înlocuirea conductelor metalice cu cele din mase plastice în lucrările de irigaţie prin aspersiune cu conducte mobile a impus din ce în ce mai mult luarea în studiu a polietilenei dense şi a p.v.c.-ului românesc, acestea fiind materialele cu extindere din ce în ce mai largă în confecţionarea aripilor de udare.

În afara cercetărilor făcute de chimişti pentru obţinerea materialelor plastice cu proprietăţile necesare proiectării, execuţiei şi exploatării unor astfel de lucrări, I.S.C.I.F.G.A. a întreprins o serie de experimentări privind tipuri de conducte deplasabile pe roţi.

După I.S.C.I.F.G.A., proprietăţile fizico-mecanice ale polietilenei de înaltă densitate folosită în instalaţiile de aspersiune sunt următoarele:

| Nr. crt. | Proprietate | Intervalul valorilor uzuale | Observaţii |
|---|---|---|---|
| 1 | Densitate | 0,95 | la T = + 20°C |
| 2 | Spargeri prin loviri | Nu se sparge | |
| 3 | Frecarea pe o suprafaţă metalică | 0,7 | (coef. μ) |
| 4 | Punctul de topire | 120-130°C | util pentru operaţia de sudare variază cu timpul şi căldura ambiantă |
| 5 | Tensiunea tangenţială | 50 kg/cm$^2$ | |
| 6 | Raza de curbare la cald | > 3 $D_{ext}$ | |
| 7 | Raza de curbare la rece | 12 $D_{ext}$ | $D_{ext}$ = diametrul exterior al conductei |
| 8 | Grosimea minimă a pereţilor conductei | 2 mm | De neaplatizare |
| 9 | Coeficient de siguranţă | 1,5 | |

De asemeni, s-au întreprins unele cercetări privind aspectul programării producţiei de conducte pentru aspersiune.

Corectitudinea şi eficienţa studiilor de acest gen implică date de bază cât mai precise cu privire la caracteristicile hidraulice ale unor astfel de aripi. În acest scop, în lucrarea de faţă s-au experimentat în primul rând aripile din Pe. de înaltă densitate, asupra cărora nu găsim prea multe date în literatura de specialitate.

Prelucrarea datelor experimentale cu ajutorul relaţiei (5.4), pentru a.a. din Pe., a dus la rezultate privind coeficientul de rezistenţă lineară, ce sunt parţial redate în tabelul următor (tabelul 23.17).

**Tabelul nr. 23.17.** Tabel centralizator cuprinzând valorile coeficienţilor λ pentru conductele de polietilenă (valori experimentale)

| Nr. crt. | V | Re | λ | Obs. |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,1504 | 13,064 | 0,04022 | |
| 2 | 0,2096 | 18,206 | 0,03267 | |
| 3 | 0,2654 | 22,475 | 0,02456 | |
| 4 | 0,2801 | 23,720 | 0,02600 | |
| 5 | 0,3230 | 27,353 | 0,02409 | |
| 6 | 0,3394 | 28,741 | 0,02330 | |
| 7 | 0,4240 | 38,704 | 0,02121 | |
| 8 | 0,4768 | 43,524 | 0,01990 | |
| 9 | 0,5050 | 46,098 | 0,02098 | |
| 10 | 0,5264 | 47,059 | 0,02162 | |
| 11 | 0,5607 | 49,935 | 0,02175 | |
| 12 | 0,5913 | 52,678 | 0,02081 | |
| 13 | 0,5919 | 47,884 | 0,02141 | |
| 14 | 0,6276 | 50,772 | 0,02016 | |
| 15 | 0,6306 | 53,401 | 0,02030 | |
| 16 | 0,6536 | 52,875 | 0,02005 | |
| 17 | 0,6672 | 55,593 | 0,01973 | |
| 18 | 0,6803 | 55,035 | 0,02139 | |
| 19 | 0,7156 | 37,891 | 0,02099 | |
| 20 | 1,1561 | 81,048 | 0,01773 | |
| 21 | 1,1961 | 83,853 | 0,01656 | |
| 22 | 1,2667 | 88,602 | 0,01557 | |
| 23 | 1,3238 | 92,805 | 0,01742 | |
| 24 | 1,4342 | 100,545 | 0,01770 | |
| 25 | 1,4823 | 103,917 | 0,01768 | |
| 26 | 1,5087 | 105,767 | 0,01704 | |
| 27 | 1,5619 | 109,497 | 0,01534 | |
| 26 | 1,6465 | 128,913 | 0,01663 | |
| 29 | 1,7026 | 133,305 | 0,01531 | |
| 30 | 1,8300 | 143,280 | 0,01583 | |
| 31 | 1,8898 | 140,123 | 0,01592 | |
| 32 | 4,9819 | 146,952 | 0,01519 | |
| 33 | 2,0454 | 151,660 | 0,01525 | |
| 34 | 2,1186 | 157,088 | 0,01554 | |
| 35 | 2,2085 | 459304 | 0,01621 | |
| 36 | 2,2690 | 163,638 | 0,01573 | |
| 37 | 2,3419 | 468,895 | 0,01518 | |
| 38 | 2,3961 | 172,804 | 0,01552 | |
| 39 | 2,4528 | 176,893 | 0,01580 | |
| 40 | 2,5250 | 182,100 | 0,01555 | |
| 41 | 2,5720 | 185,490 | 0,01552 | |
| 42 | 2,6879 | 193,849 | 0,01488 | |
| 43 | 2,6021 | 196,441 | 0,01630 | |
| 44 | 2,8145 | 244,473 | 0,04483 | |
| 45 | 2,9775 | 258:632 | 0,01447 | |
| 46 | 29874 | 209,432 | 0,01508 | |
| 47 | 2,9776 | 256,640, | 0,01450 | |
| 48 | 3,0350 | 212,769 | 0,01548 | |
| 49 | 3,0994 | 217,283 | 0,01625 | |
| 50 | 3,1495 | 259,931 | 0,01447 | |
| 51 | 3,2854 | 271,147 | 0,01445 | |
| 52 | 3,3560 | 277,439 | 0,01400 | |
| 53 | 3,4096 | 281,381 | 0,01467 | |
| 54 | 3,5227 | 290,732 | 0,01421 | |
| 55 | 3,5179 | 290,336 | 0,04456 | |
| 56 | 3,6148 | 298,333 | 0,01443 | |

Valorile descrescânde ale lui λ, pe măsură ce Re creşte, au fost prelucrate prin metoda celor mai mici pătrate, în felul următor:

- S-a considerat că legea de rezistenţă poate fi exprimată printr-o funcţie exponenţială de forma:

$$\lambda_1 = K_1 \operatorname{Re}^{K_2} \tag{23.105}$$

- Coeficienţii $K_1$ şi $K_2$ au fost determinaţi scriind suma abaterilor pătratice de la curba medie:

$$\sum_{i=1}^{n}\left(\Delta \lg \lambda\right)_i^2 = \sum_{i=1}^{n}\left(\lg \lambda - \lg \lambda_1\right)_i^2 = \\ = \sum_{i=1}^{n}\left[\lg \lambda_i - \lg\left(K_1 \operatorname{Re}_i^{K_2}\right)\right]^2 \tag{23.106}$$

şi punând condiţiile de minim expresiei (5.18), funcţie de coeficienţii $K_1$ şi $K_2$, a rezultat sistemul de ecuaţii:

$$\begin{cases} n \lg K_1 - \sum_{i=1}^{n} \lg \lambda_i + K_2 \sum_{i=1}^{n} \lg \operatorname{Re}_i = 0 \\ K_2 \sum_{i=1}^{n}\left(\lg \operatorname{Re}_i\right)^2 - \sum_{i=1}^{n} \lg \operatorname{Re}_i \lg \lambda_i + \\ \qquad + \left(\lg K_1\right) \sum_{i=1}^{n} \lg \operatorname{Re}_i = 0 \end{cases} \tag{23.107}$$

în care:

$\lambda_i$ şi $\operatorname{Re}_i$ reprezintă perechile de valori experimentale;

$n$ – numărul de valori experimentale.

- Rezolvând ecuaţiile de mai sus s-a ajuns la exprimarea legii de rezistenţă pentru conducte de polietilenă:

$$\lambda = 0{,}19635 \operatorname{Re}^{-0{,}20452} \tag{23.108}$$

- Pe un grafic în coordonate Re şi λ s-au materializat prin puncte valorile redate în tabel (graficul 23.74).

Pe acelaşi grafic s-a trasat şi curba corespunzătoare relaţiei determinate (23.108), care coincide cu punctele determinate experimental.

- Pentru a verifica dacă conductele experimentale se comportă într-adevăr ca conducte netede la care λ este funcţie numai de Re – s-au reprezentat pe acelaşi grafic şi curbele corespunzătoare următoarelor relaţii de calcul pentru conducte netede:

- Relaţia Prandtl-Nikuradze:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \lg \operatorname{Re} \sqrt{\lambda} - 0{,}8$$

- Relaţia Lamont S 3:

$$\lambda = \frac{0{,}3037}{\operatorname{Re}^{0{,}2456}}$$

- Relaţia Conacov:

$$\lambda = \frac{1}{\left(1{,}8 \lg \operatorname{Re} - 1{,}5\right)^2}$$

- Relaţia Hazen-Williams:

$$\lambda = \frac{1030}{C^{1{,}852} \operatorname{Re}^{0{,}1482} D^{0{,}01852}}$$

în care C = 148,34 pentru Ø = 101 mm.

Din confruntarea curbei experimentale cu cele calculate, rezultă că aceasta se apropie cel mai mult de cea care exprimă formula lui Conacov.

Din punct de vedere al tipului de curgere, cercetările au arătat că în aripile de aspersiune din polietilenă densă, curgerea corespunde zonei netede.

- Rezultatele obţinute au fost de asemeni comparate cu cele obţinute de dr. Jan Sálek (R.S.C. Brno) (v. 3.9): alcătuind un tabel cu datele extrase din graficul lucrării citate mai sus şi cu cele rezultate din relaţia 5.20 rezultă tabelul 23.18. Valorile experimentale obţinute prin acest studiu sunt mai mici decât cele rezultate prin cercetările efectuate în Laboratorul de Hidroameliorаţii din Brno. Explicaţia constă în faptul că materialul experimentat în cele 2 studii confruntate a fost diferit (polietilenă şi prelucrarea ei). Analizând rezultatele experimentale, Jan Sálek a obţinut pentru conductele Pe o comportare în regim hidraulic de tranziţie, ceea ce explică valorile redate în tabel pentru λ, acestea variind nu numai funcţie de Re, ci şi de rugozitatea relativă echivalentă.

**Tabelul nr. 23.18**

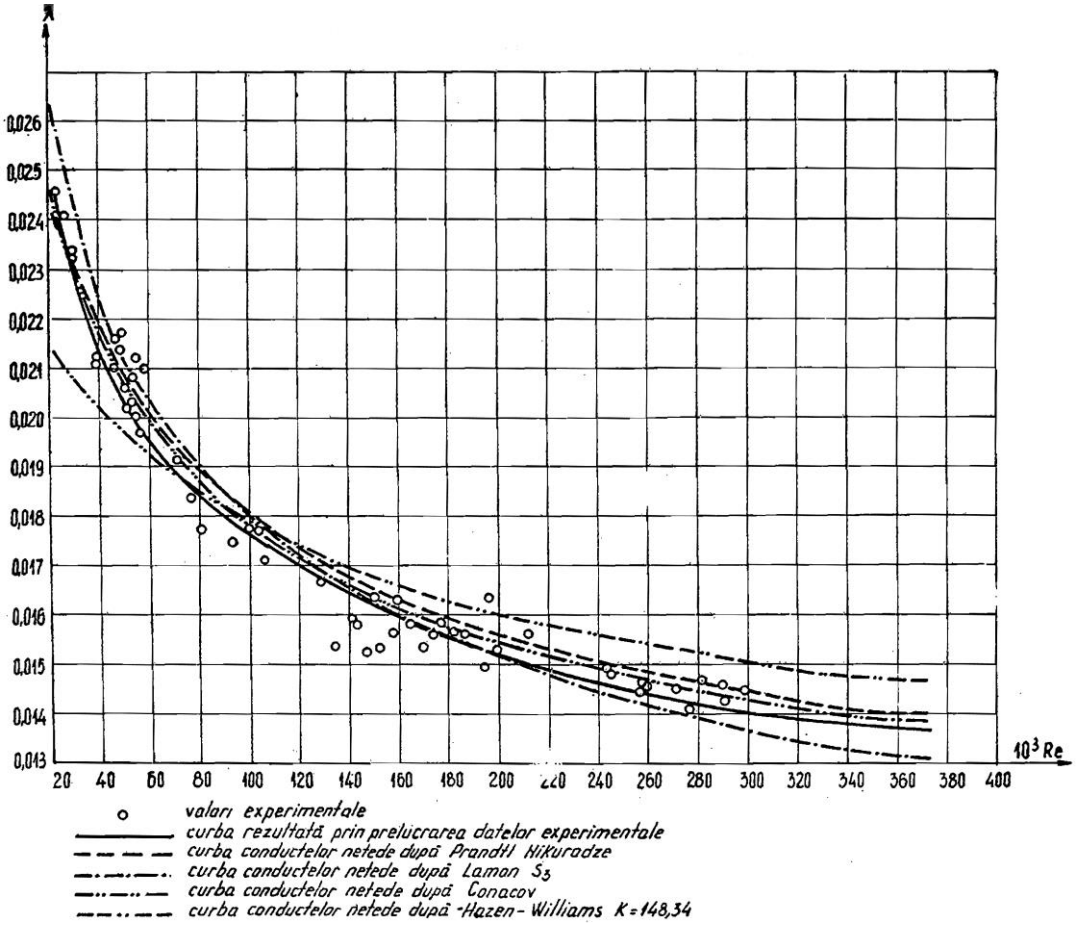
| Re | λ după Sálek | λ după rel. (23.108) |
|---|---|---|
| $40 \cdot 10^3$ | 0,0225 | 0,0213 |
| $60 \cdot 10^3$ | 0,0206 | 0,0195 |
| $80 \cdot 10^3$ | 0,0193 | 0,0184 |
| $100 \cdot 10^3$ | 0,0184 | 0,0176 |
| $120 \cdot 10^{35}$ | 0,0176 | 0,0170 |
| $140 \cdot 10^3$ | 0,0172 | 0,0164 |
| $160 \cdot 10^3$ | 0,0170 | 0,0159 |

Pentru îmbinarea tuburilor Pe, nu s-au folosit cuplaje proprii, ci cele hidraulice tip „Ceahlăul”, din aluminiu.

Se redau în tabelul următor (23.19) valorile privind coeficientul de rezistenţă locală $\zeta_c$ la cuplaj rezultate din prelucrarea datelor experimentale cu ajutorul relaţiei 5.5, în funcţie de viteza medie şi de numărul Reynolds; acest coeficient de rezistenţă locală $\zeta_c$ este datorat, de fapt, atât cuplajului propriu-zis, cât şi modului de îmbinare al cuplajului cu tubul.

- Reprezentând grafic punctele corespunzătoare lui $\zeta_c$ pentru anumite valori ale lui Re (graficul 23.75) rezultă o valoare aproximativ constantă a sa în domeniul de numere Re studiat (cuprins între $\operatorname{Re} = 30 \cdot 10^3$ până la $30 \cdot 10^4$).

Prelucrând statistic valorile lui $\zeta_c$ pentru Pe a rezultat:




**Grafic 23.74.** Grafic $\lambda = f(\mathrm{Re})$ pentru conductele din polietilenă densă

- Valoarea medie a erorilor δ = – 0,00101.
- Eroarea medie Δ = 0,01592.
- Eroarea medie pătratică $m$ = ± 0,01995.
- Eroarea medie pătratică a mediei aritmetice $M$ = ± 0,002692.

Deci, valoarea cea mai probabilă a lui $\zeta_c$ pentru Pe este:

$\zeta_c = 0{,}29853 \pm 0{,}0027$.

Deşi Sálek J. a folosit în experimentările sale tipurile de cuplaje arătate în fig. 3.15, totuşi, rezultatele sale arată de asemeni că $\zeta_c$ este independent de Re pentru gama de valori cuprinsă între $2 \cdot 10^4$ până la $16{,}5 \cdot 10^4$, experimentările sale efectuându-se într-un domeniu mai restrâns de variaţie a numerelor Reynolds.

În Laboratorul din Brno s-au experimentat şi cuplaje de construcţie nouă, executate după indicaţiile institutelor de cercetare, cu corpul din masă plastică, rezultând $\zeta_c$ de 0,53. Alte date de comparaţie pentru $\zeta_c$, la conductele Pe, nu am găsit în materialul documentar analizat. Ar fi necesar să se execute cuplaje proprii îmbinării tuburilor din Pe, ai căror coeficienţi de rezistenţă să se determine experimental.

Dificultăţi datorită modului de îmbinare cuplaj – conductă Pe şi branşament pentru aspersor – conductă s-au întâlnit în determinarea coeficienţilor de rezistenţă la branşamentele aspersoarelor. Aici datele experimentale obţinute au fost prelucrate după relaţia (23.95). S-au extras datele ce privesc branşamentele a două aspersoare ($\zeta_{b1}$) şi ($\zeta_{b2}$), fiind redate în tabelul 23.20; datele din acest tabel au folosit pentru reprezentarea grafică a funcţiilor $\zeta_b = f\left(\frac{Q_{ar}}{q_a}\right)$ – graficul 23.76 – în care $Q_{ar}$ reprezintă debitul aripii în amonte de aspersor, iar $q_a$, debitul aspersorului. Tabelele ilustrează o serie de valori negative ale lui $\zeta_b$ datorate creşterii de presiune la ramificarea curentului.

Valorile lui $\zeta_b$ mediu, redate în tabelul (23.31), începând din aval în amonte, pentru un număr de 13 aspersoare sunt negative şi apoi pozitive dar foarte reduse, fiind cuprinse între 0 şi 0,075. Este de observat de asemeni că $\zeta_b$ nu depinde de Reynolds, deoarece pentru diferite valori ale debitului aripii – respectiv diferite numere Re – coeficientul a păstrat o valoare constantă, pentru acelaşi raport $\frac{Q_{ar}}{q_a}$.

**Tabel nr. 23.19.** Tabel centralizator cuprinzând valorile coeficienţilor $\zeta_c$ pentru conductele de polietilenă – valori experimentale

| Nr. crt. | V | Re | $\zeta_c$ | Obs. |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,2801 | 23,720 | 0,32946 | |
| 2 | 0,3230 | 27,353 | 0,33730 | |
| 3 | 0,5050 | 46,098 | 0,28287 | |
| 4 | 0,6276 | 50,772 | 0,29200 | |
| 5 | 0,6536 | 52,875 | 0,26797 | |
| 6 | 1,3238 | 92,805 | 0,29805 | |
| 7 | 1,3300 | 117,000 | 0,33300 | |
| 8 | 1,4050 | 127,000 | 0,27600 | |
| 9 | 1,4800 | 136,000 | 0,27000 | |
| 10 | 1,5000 | 132,000 | 0,32700 | |
| 11 | 4,3087 | 105,767 | 0,31144 | |
| 12 | 1,5650 | 138,000 | 0,30600 | |
| 13 | 4,6700 | 147,000 | 0,28600 | |
| 14 | 1,6900 | 148,000 | 0,31500 | |
| 15 | 1,6950 | 149,000 | 0,26700 | |
| 16 | 1,7050 | 150,000 | 0,29300 | |
| 17 | 1,7200 | 151,000 | 0,30800 | |
| 18 | 1,8300 | 143,280 | 0,29724 | |
| 19 | 1,8300 | 170,000 | 0,30000 | |
| 20 | 1,8850 | 170,000 | 0,30000 | |
| 21 | 1,8898 | 140,123 | 0,28396 | |
| 22 | 1,9819 | 146,952 | 0,31527 | |
| 23 | 2,0454 | 151,660 | 0,31305 | |
| 24 | 2,0700 | 187,000 | 0,27000 | |
| 25 | 2,0700 | 187,000 | 0,30,00 | |
| 26 | 2,0800 | 184,000 | 0,28000 | |
| 27 | 2,1186 | 157,088 | 0,29560 | |
| *28* | 2,1600 | 190,000 | 0,34600 | |
| 29 | 2,1750 | 196000 | 0,30000 | |
| 30 | 2,2500 | 198,000 | 0,28000 | |
| 31 | 2,2690 | 463,638 | 0,28955 | |
| 32 | 2,3300 | 205,000 | 0,31700 | |
| 33 | 2,3419 | 168,895 | 0,32445 | |
| 34 | *2,3500* | 213,000 | 0,30000 | |
| 35 | 2,3964 | 172,804 | 0,27740 | |
| 36 | 2,4200 | 223,000 | 0,33700 | |
| 37 | 2,4300 | 224,000 | 0,32500 | |
| *38* | 2,4500 | 221,000 | 0,31000 | |
| 39 | 2,5250 | 182,100 | 0,29306 | |
| 40 | 2,5600 | 197,000 | 0,28000 | |
| 41 | 2,5600 | 225,000 | 0,32000 | |
| 42 | 2,5720 | 485,490 | 0,27117 | |
| 43 | 2,5800 | 244,000 | 0,30100 | |
| 44 | 2,6879 | 193,849 | 0,30978 | |
| 45 | 2,7100 | 250,000 | 0,30500 | |
| 46 | 2,8145 | 244,473 | 0,26994 | |
| 47 | 2,9776 | 258,640 | 0,29844 | |
| 48 | 2,9864 | 209,432 | 0,29290 | |
| 49 | 3,0350 | 212,769 | 0,27996 | |
| 50 | 3,1495 | 259,934 | 0,27879 | |
| 54 | 3,2854 | 271,147 | 0,31242 | |
| 52 | 3,4096 | 281,381 | 0,28774 | |
| 53 | 3,5227 | 290,732 | 0,26737 | |
| 54 | 3,5179 | 290,336 | 0,29486 | |
| 55 | 3,6148 | 298,333 | 0,29807 | |

**Tabel nr. 23.20.** Tabel centralizator cuprinzând valorile lui $\zeta_b$ la branşamentele aspersoarelor la conducte de polietilenă – valori experimentale

| Aspersor 1 | | | Aspersor 2 | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Nr. crt. | $\frac{Q_c}{q_a}$ | $\zeta_b$ | Nr. crt. | $\frac{Q_c}{q_a}$ | $\zeta_b$ |
| 1 | 3,667 | – 0,4317 | 1 | 2,677 | – 0,3110 |
| 2 | 4,164 | – 0,2798 | 2 | 3,003 | – 0,2899 |
| 3 | 4,479 | – 0,2265 | 3 | 3,341 | – 0,1921, |
| 4 | 4,738 | – 0,2329 | 4 | 8,449 | – 0,1220 |
| 5 | 6,995 | – 0,0512 | 5 | 13,359 | – 0,1074 |
| 6 | 10,042 | + 0,0600 | 6 | 15,131 | – 0,1085 |
| 7 | 13,161 | + 0,1230 | 7 | 17,193 | – 0,0700 |
| 8 | 14,691 | + 0,1009 | 8 | 17,562 | – 0,0699 |
| 9 | 16,863 | + 0,1189 | 9 | 18,706 | – 0,0560 |
| 10 | 18,690 | + 0,1725 | 10 | 19,505 | – 0,0770 |
| 11 | 19,062 | + 0,1584 | 11 | 20,567 | – 0,0152 |
| 12 | 20,135 | + 0,1838 | 12 | 21,162 | – 0,0645 |
| 13 | 21,501 | + 0,1971 | 13 | 21,636 | – 0,0471 |
| 14 | 22,654 | + 0,2047 | 14 | 22,304 | – 0,0647 |
| 15] | 22,685 | + 0,1883 | 15 | 23,199 | – 0,0511 |
| 15 | 22,823 | + 0,1823 | 16 | 23,241 | – 0,0474 |
| 17 | 27,449 | + 0,2055 | 17 | 26,324 | – 0,0967 |
| 18 | 28,050 | + 0,2174 | 18 | 26,919 | – 0,0924 |
| 19 | 30,875 | + 0,2277 | 19 | 27,284 | – 0,0367 |
| 20 | 32,490 | + 0,2331 | 20 | 28,182 | – 0,0361 |
| 21 | 33,421 | + 0,2364 | 21 | 29,574 | – 0,0276 |
| 22 | 35,642 | + 0,2379 | 22 | 31,805 | – 0,0239 |
| 23 | 36,967 | + 0,2448 | 23 | 32,280 | – 0,0264 |
| 24 | 38,759 | + 0,2416 | 24 | 32,657 | – 0,0185 |
| 25 | 40,199 | + 0,2379 | 25 | 35,103 | – 0,0149 |
| 26 | 41,230 | + 0,2453 | 26 | 35,763 | – 0,0027, |
| | | | 27 | 38,469 | – 0,0050 |
| | | | 28 | 40,175 | – 0,0073 |
| | | | 29 | 40,390 | – 0,0040 |

Valorile obţinute pentru coeficienţii de rezistenţă nu au reprezentat un scop în sine, ci au folosit pentru calcularea pantei piezometrice în diferite situaţii.

În primul rând s-a calculat 100 $J$ pentru conducte continui de polietilenă, neţinând seamă de pierderile produse de cuplaje. În tabelul 23.22 s-au trecut valorile 100 $J = f(Q)$ pentru debite cuprinse între 1 până la 40 l/s şi pentru conducte cu diametrele de 76, 89, 101 şi 125 mm. Cu ajutorul datelor înregistrate în tabel s-a întocmit graficul pe baza căruia, cunoscând debitul şi diametrul conductei, se pot determina uşor pierderile de sarcină.

**Tabel nr. 23.21.** Tabel cuprinzând valorile coeficienţilor de pierdere de sarcină locală $\zeta_{b\ med}$ la branşamentele aspersoarelor pentru conductele de polietilenă

| Nr. crt. | $\frac{Q_{aripă}}{q_{aspersor}}$ | $\zeta_{b\ med}$ | Obs. |
|---|---|---|---|
| 1 | 2 | – 0,500 | |
| 2 | 3 | – 0,390 | |
| 3 | 4 | – 0,280 | |
| 4 | 5 | – 0,200 | |
| 5 | 6 | – 0,160 | |
| 6 | 7 | – 0,130 | |
| 7 | 8 | – 0,100 | |
| 8 | 9 | – 0,070 | |
| 9 | 10 | – 0,045 | |
| 10 | 11 | – 0,030 | |
| 11 | 12 | – 0,015 | |
| 12 | 13 | 0,000 | |
| 13 | 14 | 0,020 | |
| 14 | 15 | 0,030 | |
| 15 | 16 | 0,040 | |
| 16 | 17 | 0,050 | |
| 17 | 18 | 0,060 | |
| 18 | 19 | 0,065 | |
| 19 | 20 | 0,065 | |
| 20 | 21 | 0,070 | |
| 21 | 22 | 0,070 | |
| 22 | 23 | 0,075 | |
| 23 | 24 | 0.075 | |

Diametrele diferite, luate în experimentări de Sálek J. (v. 3.9), ca şi rugozitatea echivalentă aflată, fac inoportună confruntarea rezultatelor obţinute în cele două lucrări; evident că se poate face observaţia, cu caracter general, că pierderile obţinute în condiţiile de lucru prezentate în această lucrare sunt mai mici decât cele redate în 3.9, pentru că şi coeficienţii de rezistenţă liniară au fost mai mici.

Cunoscând valoarea medie a coeficientului de rezistenţă la cuplaj $\zeta_{c\ mediu}$ s-au calculat pierderile de sarcină la cuplaj în funcţie de debit şi diametru, care au fost înregistrate tot în tabelul 5.4; s-a întocmit şi graficul în coordonate $Q$ şi $\Delta h_c$, pentru aceleaşi diametre ca mai sus (graficul 5.5); cu ajutorul acestui grafio, cunoscând debitul şi diametrul conductei, se obţine în ordonată valoarea corespunzătoare a pierderii locale datorită cuplajului.

Atât din tabel, cât şi din grafic, se observă că aceste pierderi au valori reduse, cuprinse între 0,00024 până la 0,1944 m în domeniul practic de utilizare ($D$ = 101 mm şi $Q_{max}$ = 28 l/s).

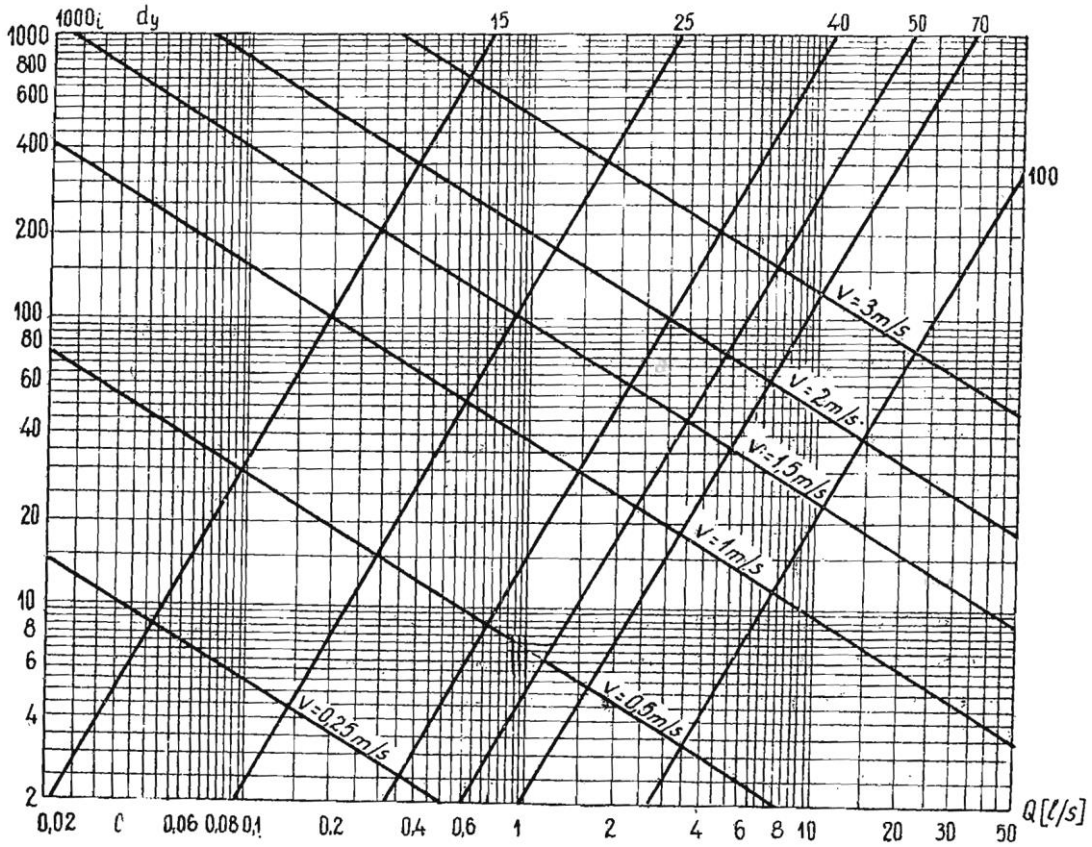



**Fig. 23.75.** Nomograma Lobacev pentru calculul pierderilor pe conductele de Pe. densă

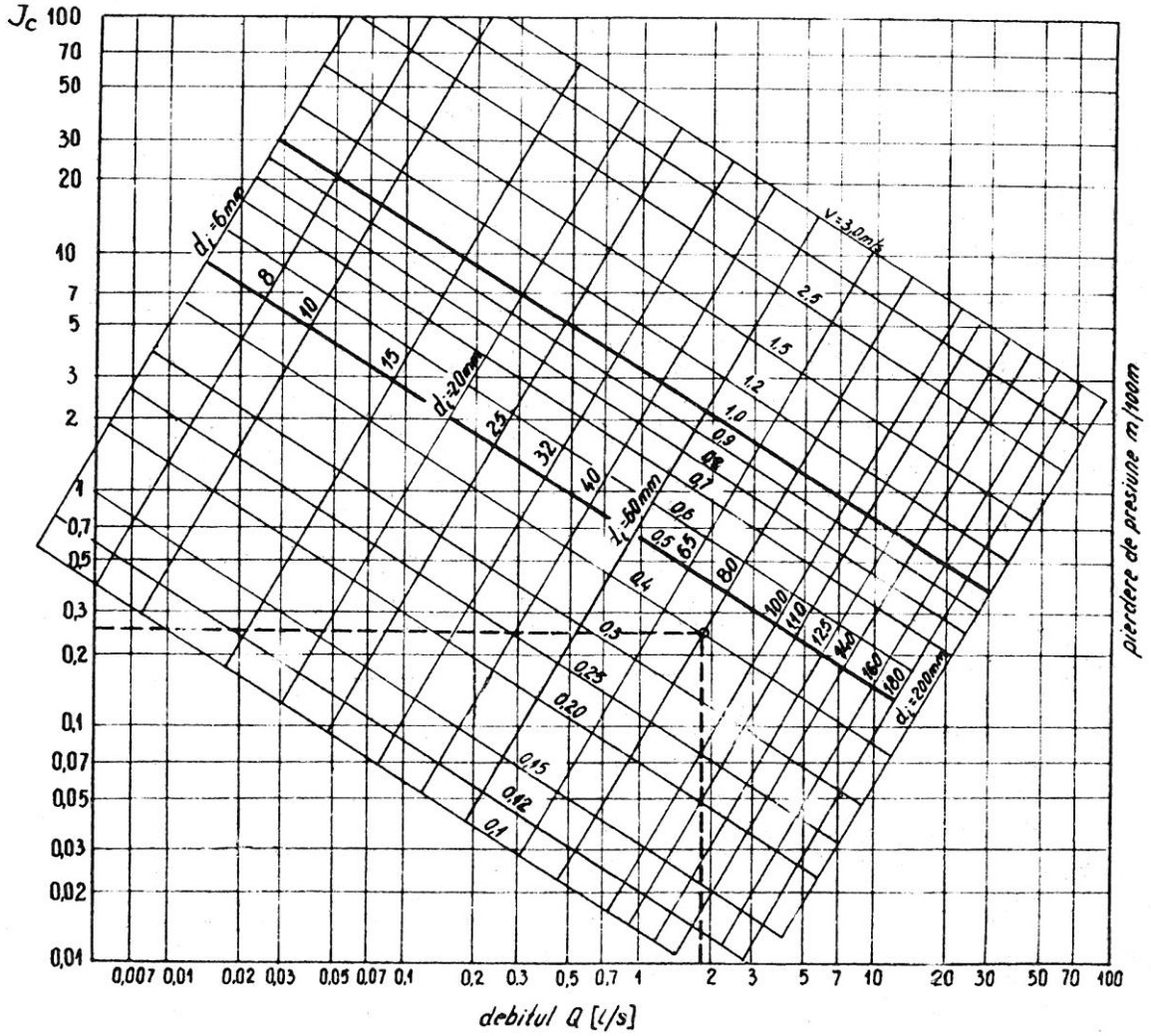



**Fig. 23.76.** Diagrama F.L. Connors pentru calculul pierderilor de sarcină în conductele din Pe.

Pentru a evidenţia influenţa pierderilor produse la cuplaj s-au calculat şi lungimile echivalente cu ajutorul relaţiei (23.101) care au fost înregistrate tot în tabel.

Se observă că, pentru conductele Pe., cuplajele introduc o pierdere de sarcină cuprinsă între 18% din pierderea totală, pentru $Q = 2$ l/s, până la 32% pentru $Q = 20$ l/s.

Panta piezometrică medie, pe conductele de legătură, 100 $J' = f(Q, D)$, a fost calculată pentru conductele de polietilenă echipate cu cuplaje hidraulice tip „Ceahlăul" în cazul diametrelor de 76, 89, 101 şi 125 mm. Relaţia de calcul folosită este:

$$J' = \frac{\lambda'}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \qquad (23.109)$$

în care:

$$\lambda' = f(\lambda, \zeta)$$

Datele cu privire la calculul pierderilor pe conductele de legătură sunt redate tot în tabel, iar pentru rezolvare grafică în coordonate ($Q$, 100 $J'$) s-a întocmit graficul 100 $J' = f(Q,D)$.

Confruntând rezultatele obţinute cu cele din nomogramele lui Lobacev şi Ruzin (fig. 23.75) se constată că acestea din urmă conduc la valori mai mari ale pierderilor de sarcină; de altfel, în majoritatea cazurilor, literatura tehnică de specialitate recomandă formule şi grafice acoperitoare, ceea ce scoate în evidenţă încă o dată necesitatea verificării lor prin experimentări, în astfel de situaţii.

Deoarece I.C.I.F.-ul recomandă folosirea diagramei F.L. Connors pentru calculul pierderilor de presiune în conductele de polietilenă (fig. 23.76), s-a alcătuit un tabel (tabelul 23.22) cu datele comparative dintre pierderile determinate cu ajutorul diagramei Connors şi cele rezultate din lucrarea de faţă.

Diferenţele procentuale, diferite de la un diametru la altul, când pozitive, când negative, şi cuprinse între limite foarte largi, de la –17,10% la +62,6%, lipsa de indicaţii cu privire la tipul de polietilenă la care se referă diagrama Connors şi la modul de îmbinare al tuburilor P.E. fac ca această diagramă să nu poată fi recomandată pentru aplicaţii practice.

Întrucât pe aripa de aspersiune intervin şi prizele

pentru aspersoare, a fost necesar să se calculeze şi valorile pierderilor de sarcină produse la branşamentele aspersoarelor, în funcţie de debit şi de coeficientul de rezistenţă locală la branşament ($\zeta_b$). Aceste pierderi s-au calculat tot pentru diametrele de (76, 89, 101 şi 125) mm, independent de natura materialului care este inclusă în determinarea lui $\zeta_b$. Observăm că în aceste tabele (nr. 23.23, 23.24, 23.25 şi 23.26), în marea majoritate apare semnul minus, ceea ce evidenţiază situaţia unor creşteri de presiuni la ramificarea curentului.

Cu ajutorul datelor din tabelele menţionate s-au întocmit graficele 23.77, 23.78, 23.79 şi 23.80 pentru determinarea lui $\Delta h_b = f(Q, D)$ pentru cele 4 diametre specificate anterior.

Pierderile de sarcină pe aripile de aspersiune din Pe în funcţie de diametrul conductei, numărul de aspersoare, distanţa dintre aspersoare şi debit, sub forma $\frac{\Delta h}{q^2} = f(D, d, n)$ au fost calculate cu relaţia (23.102).

Calculele au fost efectuate pentru distanţele dintre aspersoare recomandate de „Instrucţiunile privind stabilirea schemelor optime pentru aripile mobile de irigarea prin aspersiune şi schemele tip de udare I.S.P.I.F.G.A. – M.A.S. Redactarea II – 1970".

I.S.C.I.F.G.A. recomandă îndeosebi schemele 18 x 18 şi 18 x 24 pentru a.a. din Pe.

Rezultatul calculelor pierderilor pe a.a. din Pe s-au trecut în tabelele 23.26, 23,27, 23.28.

În aplicarea relaţiei 23.102 s-a determinat $\lambda_{mediu}$ cu ajutorul formulei:

$$\lambda_m = \frac{0,0113702}{Q^{0,2045} D^{0,2045}} \qquad (23.110)$$

Valorile lui $\lambda_m$ rezultate pentru diferite diametre şi debite sunt redate în tabelul de mai jos, din care rezultă şi erorile maxime pe aripă pentru gama posibilă a debitelor ce pot fi folosite.

Tabel cu valorile lui $\lambda_{mediu}$ pentru Pe.

| $D$ (mm) | $Q_{max}$<br>$Q_{min}$ | $\lambda_{med.min}$<br>$\lambda_{med.max}$ | $\lambda_{mediu}$ | ±ε | $\varepsilon' = \varepsilon \frac{1}{l_e}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 101 | 16,6 | 0,016598 | 0,016916 | ±2,8% | ±2,19% |
| | 10,6 | 0,017255 | 0,01777 | ±4,3% | ±3,3% |
| 89 | 12,9 | 0,01707 | 0,01855 | ±4,0% | ±3.03 |
| | 8.7 | 0,01850 | | | |
| 76 | 9,6 | 0,01754 | | | |
| | 6,3 | 0,01916 | | | |

Obs: ε' reprezintă eroarea corectată în funcţie de pierderea la cuplaj, respectiv de lungimea echivalentă.

Cu ajutorul datelor din tabele s-au întocmit graficele 23.81, 23.82, 23.83, pe baza cărora, cunoscând debitul aspersorului $q_a$ se poate determina pierderea totală pe aripă.

### 23.4.2.3. Rezultatele obţinute pentru aripile de aspersiune din P.V.C.

Ţevile din P.V.C. de fabricaţie indigenă au început să se utilizeze în ţara noastră pentru instalaţiile mobile de irigaţie prin aspersiune, de aproximativ 15 ani; cele experimentate sunt produse de U.P.M.P Iaşi; aparţin categoriei M (mediu), fiind solicitate cu precădere în instalaţiile pentru transportul apei, în cele sanitare etc.

Ţevile din P.V.C rigid prezintă avantajul unui montaj uşor datorită greutăţii reduse şi calităţii lor termoplastice. Ca şi conductele de polietilenă, ele au fost introduse în agricultură în ideea economisirii materialelor metalice.

P.V.C. rigid se realizează în prezent în următoarele sortimente:

- tip uşor (U) pentru presiunea nominală de 2,5 at la 20°0;

- tip mediu (M) pentru presiunea nominală de 6,0 at la 20°C.

Alegerea tipului de conductă ce se foloseşte se face în funcţie de presiunea de regim şi de eventualele supra-presiuni ce se pot produce la închiderea bruscă a hidranţilor sau a aspersoarelor.

În ţara noastră, ţevile din P.V.C. se execută pe baza STAS 6675-62, caracteristicile lor fiind redate în cataloagele uzinelor de mase plastice.

Mufarea ţevilor din P.V.C. rigid – furnizate de U.P.M.P. Iaşi pe baza convenţiei de colaborare încheiată – s-a executat în Laboratorul Catedrei de Hidroameliorаţii din I.P.I. – folosindu-se mufe cu cuplaje mecanice, tip Manessman.

Coeficienţii de rezistenţă λ au fost determinaţi experimental atât pe conducte formate din tuburi îmbinate prin cuplaj rapid cât şi pe conducte continui, rezultate prin sudarea cap la cap a tuburilor P.V.C.

S-a folosit varianta conductelor continui pentru a verifica coeficienţii λ şi a mări precizia rezultatelor. Lungimea aripii a fost tot de 42 m, iar distanţa dintre prize 25,74 m.

În funcţie de citirile la manometre ($\Delta h_m$) şi de celelalte măsurători experimentale, coeficienţii de rezistenţă liniară au fost determinaţi cu ajutorul relaţiei experimentale:

$$\lambda = \Delta h_m \frac{D}{l} \frac{2g}{V^2} \qquad (23.111)$$

Transpunând în diagramele universale de calcul al conductelor (v. fig.3.28 – Diagrama Moody sau fig. 3.29 – Diagrama universală de calculul conductelor) perechile de valori λ şi Re, a rezultat atât din experimentările întreprinse în varianta 1 (cu cuplaje), cât şi din cel din varianta 2 (conductă continuă) că comportamentul conductelor nu se înscrie în zona netedă, ci în cea de tranziţie (turbulenţa prepătratică), deci $\lambda = f\left(\mathrm{Re}, \frac{k}{D}\right)$.

**Tabel 23.22.** Compararea datelor obţinute (100 $J_{exp}$) cu cele rezultate din diagrama F.L. Connors (100 $J_c$)

| Nr. crt. | $Q$ (l/S) | 76 mm | | | 89 mm | | | 101 mm | | | 125 mm | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 100 $J_c$ | 100 $J_{exp}$ | $\Delta J$ % | 100 $J_c$ | 100 $J_{exp}$ | $\Delta J$ % | 100 $J_c$ | 100 $J_{exp}$ | $\Delta J$ % | 100 $J_c$ | 100 $J_{exp}$ | $\Delta J$ % |
| 1 | 1 | 0,12 | 0,09 | – 32,60 | | | | | | | – | – | – |
| 2 | 2 | 0,35 | 0,32 | – 9,38 | 0,05 | 0,14 | + 62,60 | 0,08 | 0,09 | + 12,30 | – | – | – |
| 3 | 3 | 0,76 | 0,65 | – 18,50 | 0,17 | 0,29 | + 41,40 | 0,18 | 0,16 | – 12,10 | – | – | – |
| 4 | 4 | 1,20 | 1,07 | – 12,15 | 0,31 | 0,48 | + 33,70 | 0,28 | 0,27 | – 3,67 | – | – | – |
| 5 | 5 | 1,80 | 1,57 | – 13,90 | 8,53 | 0,70 | + 24,30 | 0,45 | 0,40 | – 12,50 | – | – | – |
| 6 | 6 | 2,50 | 2,13 | – 17,40 | 0,76 | 0,95 | + 17,90 | 0,60 | 0,53 | – 9,03 | – | – | – |
| 7 | 7 | 3,10 | 2,81 | – 10,00 | 1,10 | 1,24 | + 11,29 | 0,80 | 0,72 | – 11,20 | – | – | – |
| 8 | 8 | 3,70 | 3,59 | – 3,17 | 1,50 | 1,57 | + 4,46 | 0,93 | 0,90 | – 3,34 | – | – | – |
| 9 | 9 | 4,70 | 4,46 | – 5,38 | 1,75 | 1,34 | + 9,80 | 1,30 | 1,11 | – 17,10 | – | – | – |
| 10 | 10 | 6,00 | 5,43 | – 10,50 | 2,10 | 2,35 | + 10,65 | 1,50 | 1,34 | – 11,98 | 0,50 | 0,46 | – 8,70 |
| 11 | 11 | 6,50 | 6,49 | – 0,15 | 2,65 | 2,81 | + 5,69 | 1,65 | 1,59 | – 3,80 | 0,57 | 0,54 | – 5,30 |
| 12 | 12 | 700 | 7,67 | + 8,74 | 2,80 | 3,32 | + 15,68 | 1,80 | 1,87 | + 3,23 | 0,65 | 0,64 | – 1,56 |
| 43 | 13 | 7,40 | 8,95 | + 17,20 | 3,20 | 388 | + 17,30 | 2,00 | 2,18 | + 8,30 | 0,72 | 0,74 | + 2,70 |
| 14 | 14 | 780 | 10,31 | + 24,30 | 3,70 | 4,47 | + 17,00 | 2,30 | 2,51 | + 8,05 | 0,85 | 0,84 | – 1,18 |
| 15 | 15 | 8,20 | 11,76 | + 30,20 | 4,30 | 5,83 | + 15,50 | 2,70 | 2,86 | + 5,59 | 0,98 | 0,96 | – 2,08 |
| 16 | 16 | 8,60 | 13,20 | + 34,90 | 4,90 | 5,76 | + 14,95 | 3,00 | 3,24 | + 7,12 | 1,10 | 1,08 | – 1,85 |
| 17 | 17 | – | – | – | 5,40 | 6,46 | + 16,40 | 3,50 | 3,65 | + 411 | 1,35 | 1,22 | – 10,65 |
| 16 | 18 | – | – | – | 6,10 | 7,45 | + 14,55 | 4,00 | 4,07 | + 14,60 | 1,48 | 1,36 | – 8,84 |
| 19 | 19 | – | – | – | 6,90 | 7,91 | + 12,60 | 4,50 | 4,50 | + 0,00 | 1,63 | 1,50 | – 8,64 |
| 20 | 20 | – | – | – | 7,50 | 8,70 | + 13,00 | 5,00 | 4,96 | + 8,08 | 1,75 | 1,66 | – 8,45 |
| 21 | 21 | – | – | – | – | – | – | 5,40 | 5,43 | + 3,69 | 1,85 | 1,83 | – 1,09 |
| 22 | 22 | – | – | – | – | – | – | 5,80 | 5,88 | + 13,62 | 2,00 | 1,99 | – 0,50 |
| 23 | 23 | – | – | – | – | – | – | 6,30 | 6,38 | + 12,53 | 2,15 | 2,16 | – 0,46 |
| 24 | 24 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 2,35 | 2,35 | + 0,00 |
| 25 | 25 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 2,50 | 2,54 | + 1,58 |
| 26 | 26 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 2,65 | 2,73 | + 2,93 |
| 27 | 27 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 2,80 | 2,92 | + 4,11 |
| 28 | 28 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 3,00 | 3,13 | + 4,15 |
| 29 | 29 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 3,30 | 3,32 | + 6,02 |
| 30 | 30 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 3,60 | 3,53 | – 1,98 |
| 31 | 31 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 3,85 | 3,77 | – 2,12 |
| 32 | 32 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 4,20 | 3,99 | – 5,27 |
| 33 | 33 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 4,60 | 4,24 | – 8,24 |
| 34 | 34 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 4,85 | 4,51 | – 7,78 |
| 35 | 35 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 5,70 | 4,78 | – 6,70 |

**Tabel 23.23.** Tabel pentru determinarea pierderilor locale la branşamentele aspersoarelor la conducte de Ø = 76 mm

| Nr. crt. | $Q_a$ (l/s) | $Q_a$ ($m^3$/h) | $V_a$ (m/s) | $\Delta h_{b\,(m)}$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | $\zeta_b$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | 0,20 | 0,15 | 0,10 | 0,05 | 0,00 | -0,05 | -0,10 | -0,15 | -0,20 | -0,25 | -0,30 | -0,35 | -0,40 | -0,45 | -0,50 | -0,55 | -0,60 | -0,65 | -0,70 | -0,75 | -0,80 | -0,85 | -0,90 |
| 1 | 0,5 | 1,8 | 0,11318 | 0,000131 | 0,000979 | 0,0000653 | 0,0000326 | 0 | -0,0000326 | -0,0000653 | -0,0000979 | -0,000151 | -0,0001632 | -0,0001994 | -0,0002285 | -0,0002611 | -0,0002938 | -0,0003264 | -0,0003590 | -0,0003917 | -0,0004243 | -0,0004570 | -0,0004897 | -0,0005223 | -0,0005550 | -0,005876 |
| 2 | 0,75 | 2,7 | 0,1698 | 0,000294 | 0,000220 | 0,000147 | 0,0000735 | 0 | -0,0000735 | -0,000147 | -0,000220 | -0,000294 | -0,000367 | -0,000440 | -0,000514 | -0,000588 | -0,000661 | -0,000735 | -0,000808 | -0,000881 | -0,000955 | -0,001028 | -0,001102 | -0,001175 | -0,001248 | -0,001322 |
| 3 | 1 | 3,6 | 0,2264 | 0,000522 | 0,000392 | 0,000261 | 0,000131 | 0 | -0,000131 | -0,000261 | -0,000392 | -0,000522 | -0,000653 | -0,000785 | -0,000914 | -0,001044 | -0,001175 | -0,001305 | -0,001436 | -0,001566 | -0,004697 | -0,001828 | -0,001958 | -0,002089 | 0.002219 | -0,002350 |
| 4 | 2 | 7,2 | 0,4527 | 0,002089 | 0,001567 | 0,001045 | 0,000522 | 0 | -0,000522 | -0,001045 | -0,001567 | -0,002089 | -0,002511 | -0,003133 | -0,003658 | -0,004178 | -0,004700 | -0,005222 | -0,005745 | -0,006267 | -0,006789 | -0,007311 | -0,007834 | -0,008356 | -0,008878 | -0,009400 |
| 5 | 3 | 10,8 | 0,6791 | 0,004700 | 0,003525 | 0,002350 | 0,001175 | 0 | -0,001175 | -0,002350 | -0,003525 | -0,004700 | -0,005876 | -0,007050 | -0,008226 | -0,009400 | -0,010576 | -0,011751 | -0,012926 | -0,014101 | -0,015276 | -0,016451 | -0,017626 | -0,018801 | -0,019977 | -0,021151 |
| 6 | 4 | 14,4 | 0,9054 | 0,008356 | 0,006267 | 0,004178 | 0,002890 | 0 | -0,002890 | -0,004178 | -0,006267 | -0,008356 | -0,010445 | -0,012534 | -0,014623 | -0,016712 | -0,018801 | -0,020890 | -0,022979 | -0,025068 | -0,027157 | -0,029247 | -0,031335 | -0,033425 | -0,035514 | -0,037603 |
| 7 | 5 | 18,0 | 1,1318 | 0,013056 | 0,009792 | 0,006528 | 0,003264 | 0 | -0,003264 | -0,006528 | -0,009792 | -0,013056 | -0,016320 | -0,019585 | -0,022849 | -0,026113 | -0,029377 | -0,032641 | -0,035905 | -0,039169 | -0,042433 | -0,045697 | -0,048961 | -0,052225 | -0,05584 | -0,058754 |
| 8 | 6 | 21,6 | 1,3581 | 0,018801 | 0,014101 | 0,009400 | 0,004700 | 0 | -0,004700 | -0,009400 | -0,014101 | -0,018801 | -0,023501 | -0,028201 | -0,032401 | -0,037602 | -0,042302 | -0,047002 | -0,051703 | -0,056403 | -0,061103 | -0,065803 | -0,070504 | -0,075204 | -0,079904 | -0,084604 |
| 9 | 7 | 25,2 | 1,5845 | 0,025592 | 0,0191940 | 0,012796 | 0,006398 | 0 | -0,006398 | -0,012796 | -0,019194 | -0,025592 | 0m031990 | -0,038388 | -0,044796 | -0,051184 | -0,057582 | -0,063980 | -0,070378 | -0,076776 | -0,083174 | -0,089572 | -0,095970 | -0,102368 | -0,108766 | -0,115164 |
| 10 | 8 | 28,8 | 1,8108 | 0,033424 | 0,025068 | 0,016712 | 0,008356 | 0 | -0,008356 | -0,016712 | -0,025068 | -0,033424 | -0,041780 | -0,050136 | -0,058492 | -0,066848 | -0,075204 | -0,083560 | -0,091916 | -0,100272 | -0,108628 | -0,116904 | -0,125340 | -0,133696 | -0,142052 | -0,150408 |
| 11 | 9 | 32,4 | 2,0372 | 0,042304 | 0,031728 | 0,021152 | 0,010576 | 0 | -0,010576 | -0,021152 | -0,031728 | -0,042304 | -0,052880 | -0,063456 | -0,074032 | -0,084608 | -0,095184 | -0,105760 | -0,116336 | -0,126912 | -0,137488 | -0,146664 | -0,158640 | -0,169216 | -0,179792 | -0,190368 |
| 12 | 10 | 36,0 | 2,2635 | 0,052226 | 0,039189 | 0,026113 | 0,013057 | 0 | -0,013057 | -0,026113 | -0,039169 | -0,052226 | -0,065282 | -0,078339 | -0,091396 | -0,104452 | -0,117508 | -0,130565 | -0,143621 | -0,156678 | -0,169734 | -0,182791 | -0,195847 | -0,208904 | -0,221960 | -0,233017 |
| 13 | 11 | 39,6 | 2,4899 | 0,063194 | 0,047395 | 0,031597 | 0,015057 | 0 | -0,015057 | -0,031597 | -0,047395 | -0,063194 | -0,078992 | -0,094791 | -0,110589 | -0,126388 | -0,142186 | -0,167985 | -0,173783 | -0,189582 | -0,205380 | -0,221179 | -0,236977 | -0,252776 | -0,268574 | -0,284373 |
| 14 | 12 | 43,2 | 2,7162 | 0,075206 | 0,056405 | 0,037603 | 0,018801 | 0 | -0,018801 | -0,037603 | -0,056405 | -0,075206 | -0,09408 | -0,112809 | -0,131611 | -0,150413 | -0,169214 | -0,188015 | -0,206817 | -0,225618 | -0,244420 | -0,263221 | -0,281023 | -0,300824 | -0,319625 | -0,338427 |
| 15 | 13 | 46,8 | 2,9426 | 0,088262 | 0,066197 | 0,044131 | 0,022066 | 0 | -0,022068 | -0,044131 | -0,066197 | -0,088262 | -0,110328 | -0,132393 | -0,154459 | -0,176524 | -0,198590 | -0,220655 | -0,242721 | -0,264786 | -0,286952 | -0,308917 | -0,330983 | -0,353048 | -0,375114 | -0,307179 |
| 16 | 14 | 50,4 | 3,1690 | 0,102364 | 0,076133 | 0,051182 | 0,025591 | 0 | -0,025591 | -0,051182 | -0,076733 | -0,102364 | -0,127955 | -0,153546 | -0,179137 | -0,204728 | -0,230319 | -0,255910 | -0,281501 | -0,307092 | -0,332683 | -0,358274 | -0,383865 | -0,409456 | -0,435047 | -0,460638 |
| 17 | 15 | 54,0 | 3,3953 | 0,117508 | 0,088131 | 0,058754 | 0,029377 | 0 | -0,029377 | -0,058754 | -0,083131 | -0,117508 | -0,146885 | -0,176262 | -0,205039 | -0,235016 | -0,264393 | -0,293770 | -0,323147 | -0,352524 | -0,381901 | -0,411278 | -0,440655 | -0,470032 | -0,499409 | -0,528780 |
| 18 | 16 | 57,6 | 3,6217 | 0,133698 | 0,100274 | 0,066849 | 0,033425 | 0 | -0,033425 | -0,066849 | -0,100274 | -0,133698 | -0,167123 | -0,200547 | -0,233912 | -0,267396 | -0,300821 | -0,334245 | -0,367670 | -0,401094 | -0,434519 | -0,467843 | -0,501358 | -0,534792 | -0,568117 | -0,601641 |
| 19 | 17 | 61,2 | 3,8480 | 0,150932 | 0,113199 | 0,075466 | 0,037733 | 0 | -0,037733 | -0,075468 | -0,113199 | -0,150931 | -0,188665 | -0,226398 | -0,264131 | -0,301884 | -0,339597 | -0,377330 | -0,415063 | -0,452796 | -0,490529 | -0,528262 | -0,565995 | -0,603728 | -0,641441 | -0,679194 |
| 20 | 18 | 64,8 | 4,0744 | 0,169212 | 0,126909 | 0,084606 | 0,042303 | 0 | -0,042303 | -0,084606 | -0,126909 | -0,169212 | -0,211515 | -0,253818 | -0,296121 | -0,338424 | -0,380727 | -0,423030 | -0,465333 | -0,507636 | -0,549939 | -0,592242 | -0,634545 | -0,676848 | -0,719151 | -0,761454 |
| 21 | 19 | 68,4 | 4,3007 | 0,188536 | 0,141402 | 0,094268 | 0,047134 | 0 | -0,047134 | -0,094268 | -0,141402 | -0,188536 | -0,235870 | -0,282804 | -0,329938 | -0,377072 | -0,424200 | -0,471340 | -0,518474 | -0,565608 | -0,612742 | -0,659876 | -0,707010 | -0,754144 | -0,801278 | -0,848412 |
| 22 | 20 | 72,0 | 4,5271 | 0,208904 | 0,156678 | 0,104452 | 0,052226 | 0 | -0,052226 | -0,104452 | -0,156678 | -0,208904 | -0,261130 | -0,313356 | -0,365582 | -0,417808 | -0,470034 | -0,522260 | -0,574486 | -0,626712 | -0,678938 | -0,731164 | -0,783390 | -0,835616 | -0,887842 | -0,940068 |
| 23 | 21 | 75,6 | 4,7534 | 0,230316 | 0,172737 | 0,115158 | 0,057579 | 0 | -0,057579 | -0,115158 | -0,172737 | -0,230316 | -0,287895 | -0,345494 | -0,403053 | -0,460632 | -0,518211 | -0,575790 | -0,633369 | -0,690948 | -0,748527 | -0,806106 | -0,863685 | -0,921264 | -0,978843 | -1,036422 |
| 24 | 22 | 79,2 | 4,9798 | 0,252774 | 0,189581 | 0,126387 | 0,063194 | 0 | -0,063194 | -0,126387 | -0,189581 | -0,252774 | -0,315968 | -0,379161 | -0,442355 | -0,505548 | -0,568742 | -0,631935 | -0,695129 | -0,758832 | -0,821516 | -0,884709 | -0,947903 | -1,011096 | -1,074290 | -1,137483 |
| 25 | 23 | 82,8 | 5,2061 | 0,276276 | 0,207207 | 0,138138 | 0,069069 | 0 | -0,069069 | -0,138138 | -0,207207 | -0,276276 | -0,345345 | -0,414414 | -0,483483 | -0,552552 | -0,621621 | -0,690690 | -0,759759 | -0,828818 | -0,897897 | -0,960966 | -1,036035 | -1,105104 | -1,174173 | -1,243242 |
| 26 | 24 | 86,4 | 5,4321 | 0,298210 | 0,223658 | 0,149105 | 0,074553 | 0 | -0,074553 | -0,149105 | 0.223658 | -0,298210 | -0,372763 | -0,447315 | -0,521862 | -0,596410 | -0,670973 | -0,745525 | -0,820018 | -0,894630 | -0,969183 | -1,043735 | -1,118288 | -1,192840 | -1,267393 | -1,341945 |
| 27 | 25 | 90,0 | 5,6588 | 0,326412 | 0,244809 | 0,163206 | 0,081603 | 0 | -0,081603 | -0,163106 | -0,244889 | -0,326412 | -0,40815 | -0,489618 | -0,571221 | -0,652824 | -0,7324427 | -0,816030 | -0,897633 | -0,979236 | -1,060839 | -1,142442 | -1,224045 | -1,305648 | -1,387251 | -1,468854 |
| 28 | 26 | 93,6 | 5,8852 | 0,353048 | 0,264786 | 0,176524 | 0,088262 | 0 | -0,088262 | -0,176524 | -0,264786 | -0,353048 | -0,441310 | -0,529572 | -0,617834 | -0,706095 | -0,794358 | -0,882620 | -0,970882 | -1,059144 | -1,147406 | -1,235668 | -1,323930 | -1,412192 | -1,500454 | -1,588716 |
| 29 | 27 | 97,2 | 6,1116 | 0,380726 | 0,285545 | 0,190363 | 0,095182 | 0 | -0,095182 | -0,190363 | -0,285545 | -0,380726 | -0,475908 | -0,571089 | -0,666271 | -0,761452 | -0,856634 | -0,951815 | -1,046997 | -1,112118 | -1,237360 | -1,332541 | -1,427723 | -1,522904 | -1,618086 | -1,713267 |
| 30 | 28 | 100,8 | 6,3379 | 0,409452 | 0,307089 | 0,204726 | 0,102363 | 0 | -0,102363 | -0,204726 | -0,307089 | -0,409452 | -0,511815 | -0,614178 | -0,716541 | -0,8118904 | -0,921267 | -1,023630 | -1,125993 | -1,228356 | -1,330719 | -1,433082 | -1,535445 | -1,637808 | -1,740191 | -1,842534 |

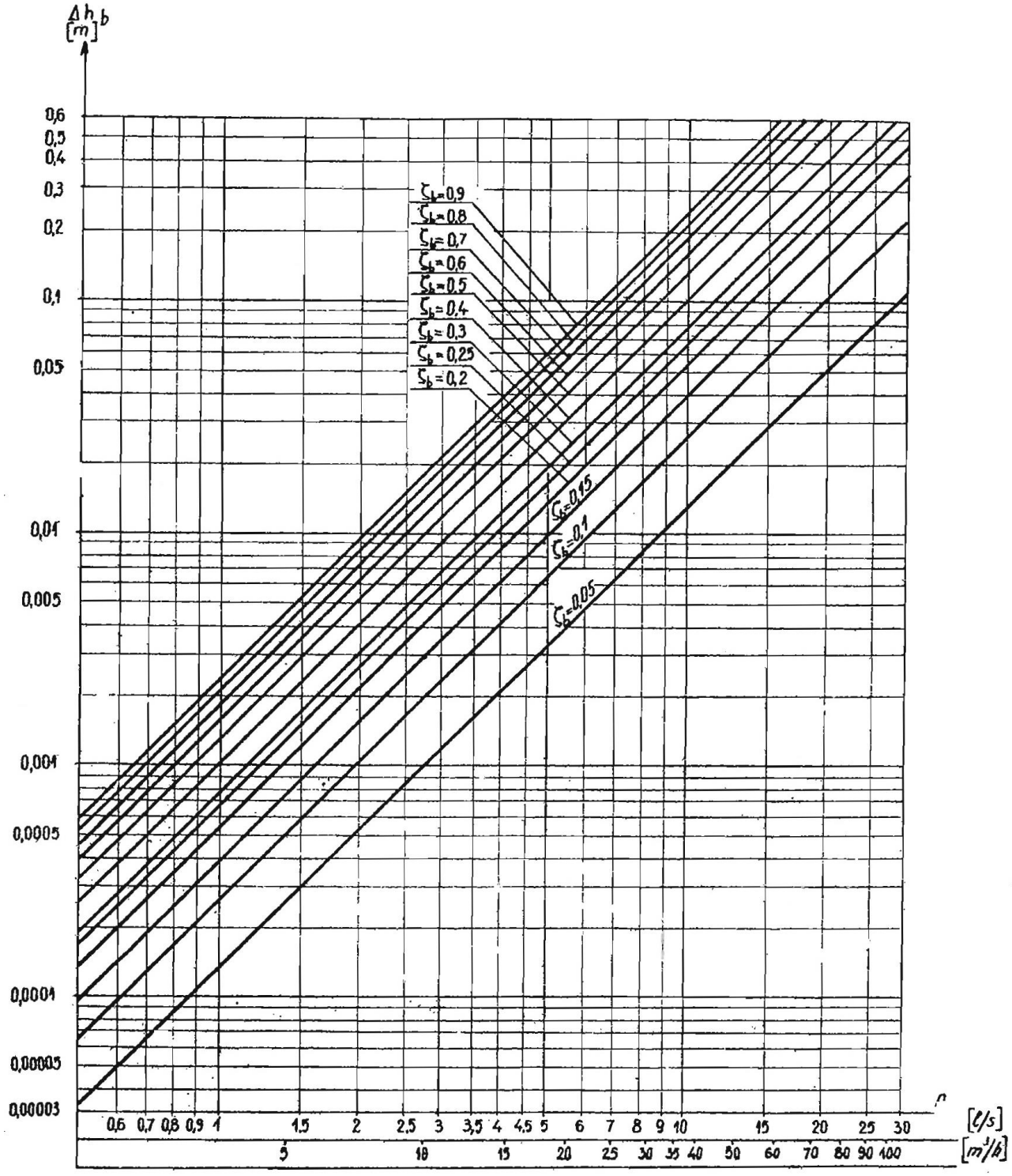
**Tabel 23.24.** Tabel pentru determinarea pierderilor locale la branşamentele aspersoarelor la conducte de Ø = 89 mm

| Nr. crt. | $Q_a$ (l/s) | $Q_a$ ($m^3$/h) | $V_a$ (m/s) | $\Delta h_{b\,(m)}$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | $\zeta_b$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | 0,20 | 0,15 | 0,10 | 0,05 | 0,00 | -0,05 | -0,10 | -0,15 | -0,20 | -0,25 | -0,30 | -0,35 | -0,40 | -0,45 | -0,50 | -0,55 | -0,60 | -0,65 | -0,70 | -0,75 | -0,80 | -0,85 | -0,90 |
| 1 | 0,5 | 1,8 | 0,06366 | 0,0000659 | 0,0000493 | 0,0000329 | 0,0000165 | 0 | -0,0000165 | -0,0000329 | -0,0000493 | -0,0000659 | -0,0000823 | -0,0000988 | -0,0001150 | -0,0001480 | -0,0001646 | -0,0001646 | -0,0001810 | -0,0001876 | -0,0002139 | -0,0002305 | -0,0002469 | -0,0002624 | -0,0002798 | -0,0002962 |
| 2 | 0,75 | 2,7 | 0,09550 | 0,000148 | 0,000111 | 0,0000741 | 0,0000370 | 0 | -0,0000370 | -0,0000741 | -0,000111 | -0,000148 | -0,000186 | -0,000222 | -0,000259 | -0,000296 | -0,000333 | -0,000370 | -0,000407 | -0,000444 | -0,000482 | -0,000519 | -0,000556 | -0,000593 | -0,000630 | -0,000667 |
| 3 | 1 | 3,6 | 0,12733 | 0,000263 | 0,000198 | 0,000132 | 0,0000659 | 0 | -0,0000659 | -0,000132 | -0,000198 | -0,000263 | -0,000329 | -0,000395 | -0,000461 | -0,000527 | -0,000593 | -0,000659 | -0,000724 | -0,000790 | -0,000856 | -0,000922 | -0,000988 | -0,00105 | -0,00112 | -0,00119 |
| 4 | 2 | 7,2 | 0,25466 | 0,00105 | 0,000790 | 0,000527 | 0,000263 | 0 | -0,000263 | -0,000527 | -0,000790 | -0,00105 | -0,00132 | -0,00158 | -0,00184 | -0,00211 | -0,00237 | -0,00263 | -0,00290 | -0,00316 | -0,00342 | -0,0369 | -0,00395 | -0,00421 | -0,00448 | -0,000471 |
| 5 | 3 | 10,8 | 0,38198 | 0,00235 | 0,00178 | 0,001185 | 0,000593 | 0 | -0,000593 | -0,001185 | -0,00178 | -0,00235 | -0,00296 | -0,00356 | -0,00415 | -0,00474 | -0,00533 | -0,00593 | -0,00652 | -0,00111 | -0,00770 | -0,00830 | -0,00889 | -0,00948 | -0,01008 | -0,01067 |
| 6 | 4 | 14,4 | 0,50931 | 0,00421 | 0,00316 | 0,002101 | 0,00105 | 0 | -0,00105 | -0,002101 | -0,00316 | -0,00421 | -0,00527 | -0,00532 | -0,00738 | -0,00843 | -0,00948 | -0,01054 | -0,01159 | -0,01264 | -0,01370 | -0,01475 | -0,001580 | -0,01686 | -0,01791 | -0,01897 |
| 7 | 5 | 18,0 | 0,63664 | 0,00659 | 0,00494 | 0,003293 | 0,00165 | 0 | -0,00165 | -0,003293 | -0,00494 | -0,00659 | -0,00823 | -0,00988 | -0,01152 | -0,01317 | -0,01482 | -0,01646 | -0,01811 | -0,01976 | -0,02140 | -0,02305 | -0,02469 | -0,02634 | -0,02799 | -0,02963 |
| 8 | 6 | 21,6 | 0,76397 | 0,00948 | 0,00711 | 0,004741 | 0,0237 | 0 | -0,0237 | -0,004741 | -0,00711 | -0,00948 | -0,01185 | -0,01422 | -0,01659 | -0,01897 | -0,02134 | -0,02371 | -0,02608 | -0,02845 | -0,03082 | -0,03319 | -0,03356 | -0,03793 | -0,04030 | -0,04267 |
| 9 | 7 | 25,2 | 0,82129 | 0,01291 | 0,00968 | 0,006454 | 0,00323 | 0 | -0,00323 | -0,006454 | -0,00968 | -0,01291 | -0,01613 | -0,01936 | -0,02259 | -0,02581 | -0,02904 | -0,03227 | -0,03549 | -0,03872 | -0,04195 | -0,04518 | -0,04840 | -0,05163 | -0,05486 | -0,05808 |
| 10 | 8 | 28,8 | 1,01862 | 0,01686 | 0,01264 | 0,008429 | 0,00421 | 0 | -0,00421 | -0,008429 | -0,01264 | -0,01686 | -0,02107 | -0,02529 | -0,02950 | -0,03372 | -0,03793 | -0,04215 | -0,04636 | -0,05058 | -0,05479 | -0,05900 | -0,06322 | -0,06743 | -0,07165 | -0,07586 |
| 11 | 9 | 32,4 | 1,14595 | 0,02134 | 0,01600 | 0,010668 | 0,00533 | 0 | -0,00533 | -0,010668 | -0,01600 | -0,02134 | -0,02667 | -0,03200 | -0,03734 | -0,04267 | -0,04801 | -0,05334 | -0,05867 | -0,06401 | -0,06934 | -0,07468 | -0,08001 | -0,08534 | -0,09068 | -0,09601 |
| 12 | 10 | 36,0 | 1,27328 | 0,02634 | 0,01976 | 0,01317 | 0,00659 | 0 | -0,00659 | -0,01317 | -0,01976 | -0,02634 | -0,03283 | -0,03951 | -0,04610 | -0,05268 | -0,05927 | -0,06585 | -0,07244 | -0,07902 | -0,08561 | -0,09219 | -0,009878 | -0,10536 | -0,111196 | -0,11863 |
| 13 | 11 | 39,6 | 1,40060 | 0,03187 | 0,02390 | 0,01594 | 0,00797 | 0 | 0-,00797 | -0,01594 | -0,02390 | -0,03187 | -0,03984 | -0,04781 | -0,05578 | -0,06374 | -0,07171 | -0,07968 | -0,08765 | -0,09562 | -0,10358 | -0,11155 | -0,11952 | -0,12749 | -0,13546 | -0,14342 |
| 14 | 12 | 43,2 | 1,52793 | 0,03373 | 0,02845 | 0,018965 | 0,00948 | 0 | -0,00948 | -0,018965 | -0,02845 | -0,03373 | -0,04741 | -0,05690 | -0,06638 | -0,07586 | -0,08536 | -0,09483 | -0,10431 | -0,11379 | -0,12327 | -0,13276 | -0,14224 | -0,15172 | -0,16120 | -0,17069 |

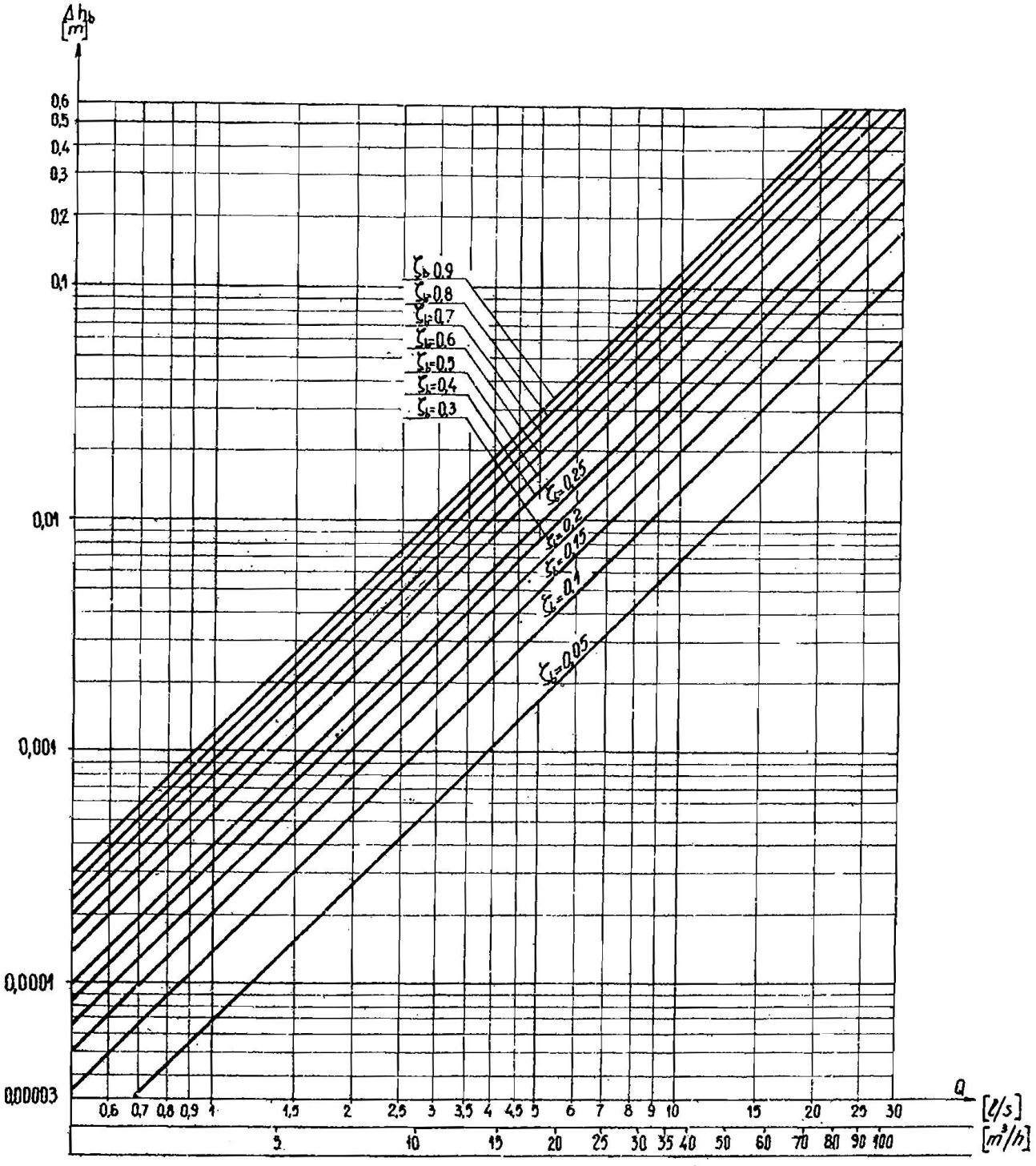
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 15 | 13 | 46,8 | 1,65526 | 0,04452 | 0,03399 | 0,02226 | 0,01113 | 0 | -0,01113 | -0,02226 | -0,03399 | -0,04452 | -0,05565 | -0,06677 | -0,077903 | -0,08900 | -0,10016 | -0,11129 | -0,12242 | -0,13355 | -0,14468 | -0,15581 | -0,16694 | -0,17806 | -0,18919 | -0,20032 |
| 16 | 14 | 50,4 | 1,18259 | 0,05163 | 0,03872 | 0,02581 | 0,01291 | 0 | -0,01291 | -0,02581 | -0,03872 | -0,05163 | -0,06461 | -0,07744 | -0,09035 | -0,10326 | -0,11616 | -0,12907 | -0,14198 | -0,15488 | -0,16779 | -0,18090 | -0,19361 | -0,20657 | -0,21942 | -0,23233 |
| 17 | 15 | 54,0 | 1,90992 | 0,05927 | 0,04445 | 0,02963 | 0,01482 | 0 | -0,01482 | -0,02963 | -0,04445 | -0,05927 | -0,07410 | -0,08890 | -0,10372 | -0,11853 | -0,13335 | -0,14817 | -0,16298 | -0,17780 | -0,19261 | -0,20743 | -0,22225 | -0,23706 | -0,25588 | -0,26670 |
| 18 | 16 | 57,6 | 2,03724 | 0,06740 | 0,05059 | 0,03372 | 0,01686 | 0 | -0,01686 | -0,03372 | -0,05059 | -0,06740 | -0,08422 | -0,10115 | -0,11801 | -0,13486 | -0,15172 | -0,16858 | -0,18544 | -0,20230 | -0,21915 | -0,23601 | -0,25287 | -0,26773 | -0,28659 | -0,30344 |
| 19 | 17 | 61,2 | 2,16457 | 0,07613 | 0,05709 | 0,03806 | 0,01903 | 0 | -0,01903 | -0,03806 | -0,05709 | -0,07613 | -0,09516 | -0,11419 | -0,13322 | -0,15525 | -0,17128 | -0,19032 | -0,20935 | -0,22838 | -0,24741 | -0,26644 | -0,28547 | -0,30450 | -0,32354 | -0,34257 |
| 20 | 18 | 64,8 | 2,29190 | 0,0853 | 0,06401 | 0,04267 | 0,02134 | 0 | -0,02134 | -0,04267 | -0,06401 | -0,0853 | -0,10668 | -0,12802 | -0,14935 | -0,17069 | -0,19202 | -0,21336 | -0,23470 | -0,25603 | -0,27737 | -0,29870 | -0,32004 | -0,34138 | -0,36271 | -0,38405 |
| 21 | 19 | 68,4 | 2,41923 | 0,09509 | 0,07132 | 0,04755 | 0,02377 | 0 | -0,02377 | -0,04755 | -0,07132 | -0,09509 | -0,11887 | -0,14264 | -0,16641 | -0,19018 | -0,21396 | -0,23773 | -0,26150 | -0,28528 | -0,30905 | -0,33282 | -0,35660 | -0,38037 | -0,40414 | -0,42791 |
| 22 | 20 | 72,0 | 2,54659 | 0,10536 | 0,07902 | 0,05268 | 0,02634 | 0 | -0,02634 | -0,05268 | -0,07902 | -0,10536 | -0,13171 | -0,15805 | -0,18439 | -0,21073 | -0,23707 | -0,26341 | -0,28975 | -0,31609 | -0,34243 | -0,36877 | -0,39512 | -0,42146 | -0,44180 | -0,47414 |
| 23 | 21 | 75,6 | 2,67388 | 0,11618 | 0,08912 | 0,05808 | 0,02904 | 0 | -0,02904 | -0,05808 | -0,08912 | -0,11618 | -0,14521 | -0,17485 | -0,20329 | -0,23238 | -0,26137 | -0,29041 | -0,31945 | -0,34849 | -0,37753 | -0,40657 | -0,43862 | -0,46446 | -0,49390 | -0,52274 |
| 24 | 22 | 79,2 | 2,80121 | 0,12749 | 0,09562 | 0,06375 | 0,03187 | 0 | -0,03187 | -0,06375 | -0,09562 | -0,12749 | -0,15936 | -0,19124 | -0,22311 | -0,25498 | -0,28685 | -0,31873 | -0,35060 | -0,38249 | -0,41434 | -0,44622 | -0,47809 | -0,50996 | -0,54183 | -0,67391 |
| 25 | 23 | 82,8 | 2,92854 | 0,13934 | 0,10451 | 0,06967 | 0,03484 | 0 | -0,03484 | -0,06967 | -0,10451 | -0,13934 | -0,17418 | -0,20902 | -0,24385 | -0,27869 | -0,31352 | -0,34836 | -0,38320 | -0,41803 | -0,45287 | -0,48770 | -0,52254 | -0,55738 | -0,59221 | -0,62705 |
| 26 | 24 | 86,4 | 3,05586 | 0,15041 | 0,11281 | 0,07520 | 0,03760 | 0 | -0,03760 | -0,07520 | -0,11281 | -0,15041 | -0,18801 | -0,22561 | -0,26321 | -0,30082 | -0,33842 | -0,37602 | -0,41362 | -0,45122 | -0,48883 | -0,52643 | -0,56403 | -0,60163 | -0,63923 | -0,67684 |
| 27 | 25 | 90,0 | 3,18319 | 0,16463 | 0,12345 | 0,08232 | 0,04116 | 0 | -0,04116 | -0,08232 | -0,12345 | -0,16463 | -0,20579 | -0,24695 | -0,28811 | -0,32296 | -0,37042 | -0,41158 | -0,45274 | -0,49390 | -0,53505 | -0,575621 | -0,61737 | -0,65853 | -0,69969 | -0,74084 |
| 28 | 26 | 93,6 | 3,31058 | 0,17809 | 0,13355 | 0,08903 | 0,04452 | 0 | -0,04452 | -0,08903 | -0,13355 | -0,17809 | -0,22258 | -0,26710 | -0,31162 | -0,35613 | -0,40065 | -0,44517 | -0,48968 | -0,53420 | -0,57891 | -0,62323 | -0,66775 | -0,71226 | -0,75678 | -0,80130 |
| 29 | 27 | 97,2 | 3,43785 | 0,19203 | 0,14402 | 0,09601 | 0,04801 | 0 | -0,04801 | -0,09601 | -0,14402 | -0,19203 | -0,24004 | -0,28804 | -0,33605 | -0,39406 | -0,43206 | -0,48007 | -0,52808 | -0,57608 | -0,62409 | -0,67210 | -0,72011 | -0,76811 | -0,81612 | -0,86413 |
| 30 | 28 | 100,8 | 3,56518 | 0,20651 | 0,15489 | 0,10326 | 0,05163 | 0 | -0,05163 | -0,10326 | -0,15489 | -0,20651 | -0,25814 | -0,30977 | -0,36140 | -0,41303 | -0,46446 | -0,51629 | -0,56791 | -0,61954 | -0,67117 | -0,72780 | -0,77443 | -0,82806 | -0,87768 | -0,92932 |

**Tabel 23.25.** Tabel pentru determinarea pierderilor locale la branşamentele aspersoarelor la conducte de Ø = 101 mm

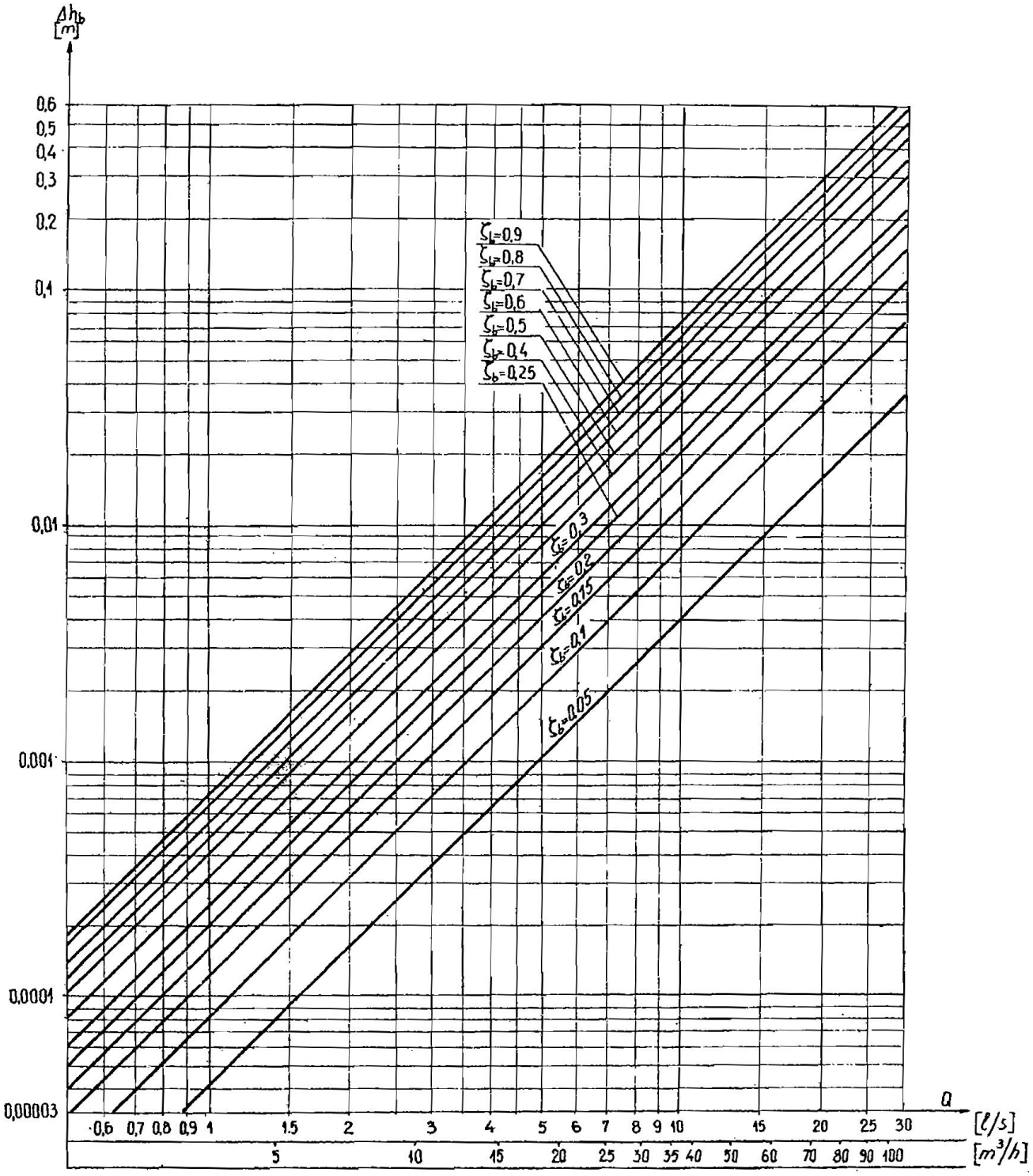
| Nr. crt. | $Q_a$ (l/s) | $Q_a$ ($m^3$/h) | $V_a$ (m/s) | $\Delta h_{b\,(m)}$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | $\zeta_b$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | 0,20 | 0,15 | 0,10 | 0,05 | 0,00 | -0,05 | -0,10 | -0,15 | -0,20 | -0,25 | -0,30 | -0,35 | -0,40 | -0,45 | -0,50 | -0,55 | -0,60 | -0,65 | -0,70 | -0,75 | -0,80 | -0,85 | -0,90 |
| 1 | 0,5 | 1,8 | 0,06366 | 0,0004018 | 0,000030988 | 0,000207 | 0,0000403295 | 0 | -0,0000103393 | -0,0000207 | -0,0000309885 | -0,000041318 | -0,0000516475 | -0,00006195 | -0,0000723069 | -0,000082636 | -0,0000929655 | -0,000103295 | -0,0001136245 | -0,000123954 | -0,0001342835 | -0,000144613 | -0,0001549425 | -0,000165272 | -0,0001756015 | -0,000185931 |
| 2 | 0,75 | 2,7 | 0,09550 | 0,0000930 | 0,0000697 | 0,0000469 | 0,0000232 | 0 | -0,0000232 | -0,0000465 | -0,0000697 | -0,0000930 | -0,0001162 | -0,0001395 | -0,000163 | -0,000186 | -0,000209 | -0,000232 | -0,000256 | -0,000279 | -0,000302 | -0,000325 | -0,000349 | -0,000372 | -0,000395 | -0,000418 |
| 3 | 1 | 3,6 | 0,12733 | 0,000165 | 0,000124 | 0,0000826 | 0,0000413 | 0 | -0,0000413 | -0,0000826 | -0,000124 | -0,000165 | -0,000207 | -0,0002425 | -0,000289 | -0,000531 | -0,000372 | -0,000413 | -0,000494 | -0,000496 | -0,000537 | -0,000518 | -0,000620 | -0,0000667 | -0,000702 | -0,000743 |
| 4 | 2 | 7,2 | 0,25466 | 0,000661 | 0,000496 | 0,000331 | 0,000165 | 0 | -0,000165 | -0,000551 | -0,000496 | -0,000661 | -0,000826 | -0,000991 | -0,001157 | -0,001522 | -0,001487 | -0,001653 | -0,001818 | -0,001983 | -0,002148 | -0,002314 | -0,002473 | -0,002644 | -0,002810 | -0,00297 |
| 5 | 3 | 10,8 | 0,38198 | 0,001487 | 0,001116 | 0,000744 | 0,000372 | 0 | -0,000372 | - 0,000744 | -0,001115 | -0,001487 | -0,001858 | -0,002250 | -0,002602 | -0,002974 | -0,005345 | -0,003717 | -0,004088 | -0,004460 | -0,004852 | -0,005204 | -0,005575 | -0,005947 | -0,006319 | -0,0066906 |
| 6 | 4 | 14,4 | 0,50931 | 0,002644 | 0,001988 | 0,001322 | 0,000661 | 0 | -0,000681 | -0,001322 | -0,001985 | -0,002644 | -0,003306 | -0,003951 | -0,004628 | -0,005289 | -0,005950 | -0,006611 | -0,007272 | -0,007935 | -0,008594 | -0,009255 | -0,009917 | -0,01058 | -0,01124 | -0,01190 |
| 7 | 5 | 18,0 | 0,63664 | 0,004132 | 0,003099 | 0,002066 | 0,001055 | 0 | -0,001033 | -0,002066 | -0,003099 | -0,004132 | -0,005165 | -0,006198 | -0,007231 | -0,008264 | -0,009297 | -0,01033 | -0,01136 | -0,01240 | -0,01343 | -0,01446 | -0,01549 | -0,01693 | -0,01756 | -0,01859 |
| 8 | 6 | 21,6 | 0,76397 | 0,005950 | 0,004462 | 0,002975 | 0,002066 | 0 | -0,001487 | -0,002975 | -0,004462 | -0,005950 | -0,007437 | -0,00892 | -0,01041 | -0,01190 | -0,01339 | -0,01487 | 0,01636 | -0,01785 | -0,01934 | -0,02086 | -0,02231 | -0,02380 | -0,02529 | -0,02677 |
| 9 | 7 | 25,2 | 0,82129 | 0,008098 | 0,006074 | 0,004049 | 0,004049 | 0 | -0,002025 | -0,004049 | -0,006074 | -0,008098 | -0,01012 | -0,01215 | -0,01417 | -0,01620 | -0,01822 | -0,02025 | -0,02227 | -0,02429 | -0,02632 | -0,02834 | -0,03039 | -0,03239 | -0,03442 | -0,03644 |
| 10 | 8 | 28,8 | 1,01862 | 0,01058 | 0,007953 | 0,005289 | 0,005289 | 0 | -0,00264 | -0,005289 | -0,007933 | -0,01058 | -0,01673 | -0,01587 | -0,01859 | -0,02115 | -0,02380 | -0,02644 | -0,02909 | -0,03173 | -0,03458 | -0,03702 | -0,03966 | -0,04231 | -0,04495 | -0,04760 |
| 11 | 9 | 32,4 | 1,14595 | 0,01339 | 0,01004 | 0,005693 | 0,006693 | 0 | -0,005547 | -0,006593 | -0,01004 | -0,01339 | -0,02066 | -0,02008 | -0,02343 | -0,02677 | -0,03012 | -0,05347 | -0,03681 | -0,04016 | -0,04351 | -0,04685 | -0,05020 | -0,05355 | -0,05689 | -0,06024 |
| 12 | 10 | 36,0 | 1,27328 | 0,01653 | 0,01240 | 0,008264 | 0,008264 | 0 | -0,004132 | -0,008264 | -0,01240 | -0,01653 | -0,02500 | -0,02479 | -0,2892 | -0,03305 | -0,03719 | -0,04132 | -0,04565 | -0,04958 | -0,05371 | -0,05784 | -0,06198 | -0,06611 | -0,07024 | -0,07437 |
| 13 | 11 | 39,6 | 1,40060 | 0,02000 | 0,01500 | 0,01000 | 0,01000 | 0 | -0,004999 | -0,01000 | -0,01500 | -0,02000 | -0,02500 | -0,03000 | -0,0350 | -0,04000 | -0,04499 | -0,04999 | -0,05499 | -0,05999 | -0,06499 | -0,06999 | -0,27499 | -0,07999 | -0,08499 | -0,08999 |
| 14 | 12 | 43,2 | 1,52793 | 0,02380 | 0,01735 | 0,01190 | 0,005950 | 0 | -0,005950 | -0,01190 | -0,01785 | -0,02380 | -0,02975 | -0,03570 | -0,04165 | -0,04760 | -0,05355 | -0,05950 | -0,06544 | -0,07139 | -0,07734 | -0,08329 | -0,08924 | -0,09519 | -0,10114 | -0,10709 |
| 15 | 13 | 46,8 | 1,65526 | 0,02793 | 0,02095 | 0,01397 | 0,006983 | 0 | -0,006985 | -0,01097 | -0,022095 | -0,02793 | -0,05491 | -0,04190 | -0,04888 | -0,05586 | -0,06284 | -0,06983 | -0,07681 | -0,08379 | -0,09077 | -0,09776 | -0,10474 | -0,11172 | -0,11870 | -0,12569 |
| 16 | 14 | 50,4 | 1,18259 | 0,03239 | 0,02429 | 0,01620 | 0,008098 | 0 | -0,008098 | -0,01620 | -0,02429 | -0,03239 | -0,04049 | -0,04859 | -0,05669 | -0,06478 | -0,07288 | -0,08098 | -0,08908 | -0,09718 | -0,10527 | -0,11537 | -0,12147 | -0,12957 | -0,13767 | -0,14756 |
| 17 | 15 | 54,0 | 1,90992 | 0,03718 | 0,02789 | 0,01859 | 0,009296 | 0 | -0,009296 | -0,01895 | -0,02769 | -0,03718 | -0,04648 | -0,05578 | -0,06507 | -0,07437 | -0,08366 | -0,09296 | -0,10226 | -0,11155 | -0,12089 | -0,13019 | -0,13944 | -0,14874 | -0,15803 | -0,16733 |
| 18 | 16 | 57,6 | 2,03724 | 0,04231 | 0,03173 | 0,02116 | 0,01058 | 0 | -0,01058 | -0,02116 | -0,03173 | -0,04231 | -0,05289 | -0,06347 | -0,07404 | -0,08462 | -0,09520 | -0,10578 | -0,11635 | -0,12693 | -0,13751 | -0,14809 | -0,15860 | -0,16929 | -0,17982 | -0,19031 |
| 19 | 17 | 61,2 | 2,16457 | 0,04776 | 0,03382 | 0,02388 | 0,01194 | 0 | -0,01194 | -0,02388 | -0,03582 | -0,04776 | -0,05970 | -0,07164 | -0,08556 | -0,09552 | -0,10746 | -0,11941 | -0,13135 | -0,14529 | -0,15523 | -0,16718 | -0,17911 | -0,19105 | -0,20299 | -0,21493 |
| 20 | 18 | 64,8 | 2,29190 | 0,05355 | 0,04016 | 0,02677 | 0,01339 | 0 | -0,01339 | -0,02677 | -0,04016 | -0,05355 | -0,066946 | -0,08032 | -0,09371 | -0,10710 | -0,12048 | -0,13387 | -0,14726 | -0,16064 | -0,17403 | -0,18742 | -0,20081 | -0,21419 | -0,22798 | -0,24097 |
| 21 | 19 | 68,4 | 2,41923 | 0,05966 | 0,04475 | 0,02983 | 0,01492 | 0 | -0,01492 | -0,02985 | -0,04475 | -0,09966 | -0,07458 | -0,08949 | -0,10441 | -0,11952 | -0,13424 | -0,14916 | -0,16407 | -0,17899 | -0,19590 | -0,20882 | -0,22373 | -0,23865 | -0,25356 | -0,26848 |
| 22 | 20 | 72,0 | 2,54659 | 0,00011 | 0,04958 | 0,03305 | 0,01653 | 0 | -0,01653 | -0,03305 | -0,04958 | -0,06611 | -0,08264 | -0,09916 | -0,11569 | -0,13222 | -0,14874 | -0,16527 | -0,18180 | -0,19852 | -0,21485 | -0,23158 | -0,24791 | -0,26443 | -0,28096 | -0,29749 |
| 23 | 21 | 75,6 | 2,67388 | 0,07266 | 0,05466 | 0,03644 | 0,01822 | 0 | -0,01822 | -0,03644 | -0,05468 | -0,07288 | -0,09111 | -0,10933 | -0,12755 | -0,14577 | -0,16399 | -0,18221 | -0,20043 | -0,21865 | -0,23687 | -0,25509 | -0,27352 | -0,29154 | -0,30976 | -0,32798 |
| 24 | 22 | 79,2 | 2,80121 | 0,07999 | 0,05999 | 0,04000 | 0,02000 | 0 | -0,02000 | -0,04000 | -0,05999 | -0,07999 | -0,09999 | -0,11999 | -0,15995 | -0,15998 | -0,17998 | -0,19998 | -0,21998 | -0,25997 | -0,25997 | -0,27997 | -0,29996 | -0,31996 | -0,33996 | -0,35996 |
| 25 | 23 | 82,8 | 2,92854 | 0,08742 | 0,06557 | 0,04371 | 0,02186 | 0 | -0,02186 | -0,04371 | -0,06557 | -0,08743 | -0,10929 | -0,13114 | -0,15300 | -0,17486 | -0,19671 | -0,21857 | -0,24043 | -0,26228 | -0,28414 | -0,30600 | -0,32786 | -0,34971 | -0,37157 | -0,39343 |
| 26 | 24 | 86,4 | 3,05586 | 0,09519 | 0,07140 | 0,04760 | 0,02380 | 0 | -0,02380 | -0,04760 | -0,07140 | -0,09519 | -0,11899 | -0,14279 | -0,16659 | -0,19039 | -0,21413 | -0,23799 | -0,26178 | -0,28558 | -0,30938 | -0,33318 | -0,35698 | -0,38078 | -0,40457 | -0,42837 |
| 27 | 25 | 90,0 | 3,18319 | 0,10329 | 0,07747 | 0,05165 | 0,02582 | 0 | -0,02582 | -0,05165 | -0,07747 | -0,10329 | -0,12912 | -0,15494 | -0,18076 | -0,20659 | -0,23241 | -0,25824 | -0,28406 | -0,30980 | -0,33571 | -0,36153 | -0,38735 | -0,41318 | -0,43900 | -0,46482 |
| 28 | 26 | 93,6 | 3,31058 | 0,11172 | 0,08379 | 0,05586 | 0,02793 | 0 | -0,02793 | -0,05586 | -0,08379 | -0,11172 | -0,13965 | -0,16758 | -0,19531 | -0,2234 | -0,25137 | -0,27931 | -0,30723 | -0,33517 | -0,36310 | -0,39103 | -0,41896 | -0,44689 | -0,47482 | -0,50275 |
| 29 | 27 | 97,2 | 3,43785 | 0,12048 | 0,09036 | 0,06024 | 0,03012 | 0 | -0,03012 | -0,06024 | -0,09036 | -0,12048 | -0,15060 | -0,18072 | -0,21084 | -0,24096 | -0,27108 | -0,30121 | -0,33133 | -0,36145 | -0,39157 | -0,42169 | -0,45181 | -0,49193 | -0,51205 | -0,54217 |
| 30 | 28 | 100,8 | 3,56518 | 0,12957 | 0,09718 | 0,06479 | 0,03239 | 0 | -0,003239 | -0,06479 | -0,09718 | -0,12957 | -0,16197 | 0,19436 | -0,22675 | -0,25914 | -0,29154 | -0,32393 | -0,35632 | -0,38979 | -0,40444 | -0,45350 | -0,48590 | -0,51829 | -0,55068 | -0,58307 |



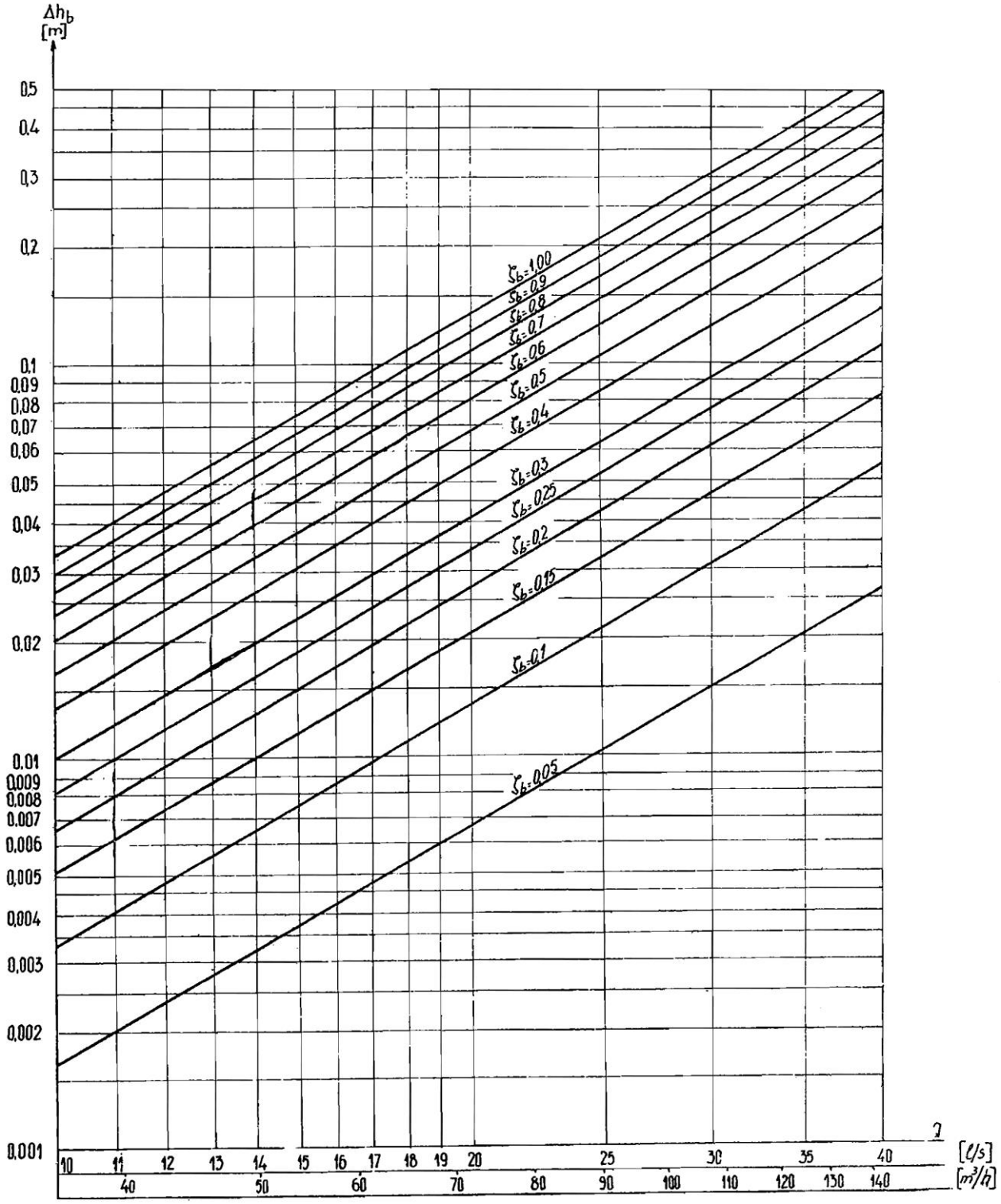

**Grafic 23.77.** Grafic pentru determinarea pierderilor de sarcină la branşamentul aspersoarelor (şi teu) pentru conductele de Ø 76 mm obţinute cu formula $\pm\Delta h_b = \pm\zeta_b \frac{v^2}{2g}$




**Grafic 23.78.** Grafic pentru determinarea pierderilor de sarcină la branşamentul aspersoarelor (şi teu) pentru conductele de Ø 89 mm obţinute cu formula $\pm\Delta h_b = \pm\zeta_b \frac{v^2}{2g}$




**Grafic 23.79.** Grafic pentru determinarea pierderilor de sarcină la branşamentul aspersoarelor (şi teu) pentru conductele de Ø 101 mm obţinute cu formula $\pm\Delta h_b = \pm\zeta_b \frac{v^2}{2g}$




**Grafic 23.80.** Grafic pentru determinarea pierderilor de sarcină la branşamentul aspersoarelor (şi teu) pentru conductele de Ø 125 mm obţinute cu formula $\pm\Delta h_b = \pm\zeta_b \frac{v^2}{2g}$

**Tabel 23.26.** Tabel cuprinzând pierderile de sarcină $\frac{\Delta h}{q^2}$ pe aripi de aspersiune din polietilenă Ø 76 mm pentru diverse distanţe (*d*) dintre aspersoare

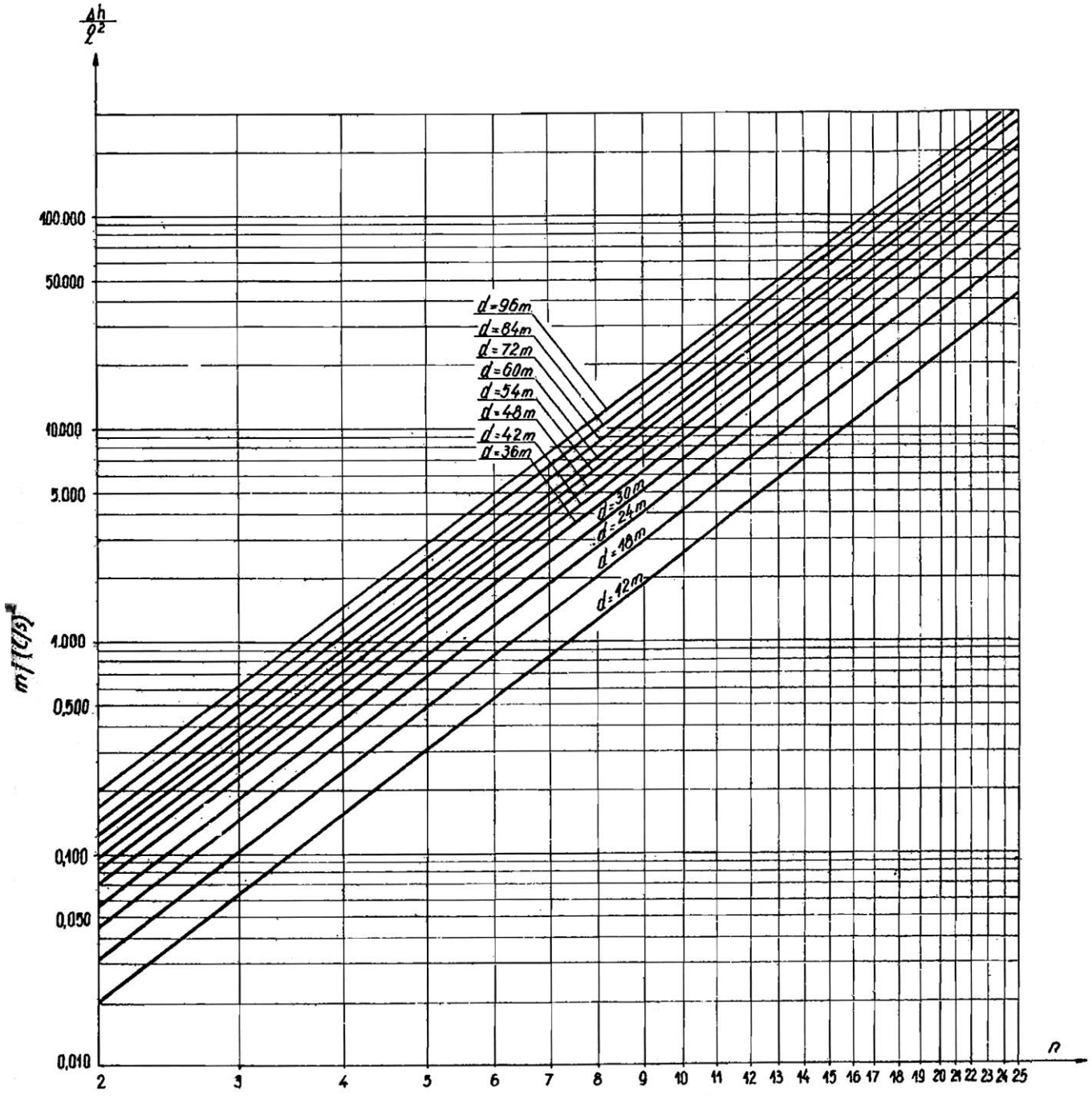
| Nr. crt. | Distanţa dintre aspersoare *d* (m) Numărul de aspersoare | 12 | 18 | 24 | 30 | 36 | 42 | 48 | 54 | 60 | 72 | 84 | 96 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 0,019 | 0,032 | 0,069919 | 0,05884 | 0,07203 | 0,08524 | 0,09843 | 0,11165 | 0,12484 | 0,151 | 0,17761 | 0,2040 |
| 2 | 5 | 0,28468 | 0,49868 | 0,68786 | 0,87716 | 1,06637 | 1,25554 | 1,44475 | 1,63405 | f, 82323 | 2,2016 | 2,5925 | 2,95854 |
| 3 | 10 | 2,59239 | 4,0663 | 5,54024 | 7,01499 | 8,48892 | 9,96283 | 11,43675 | 12,91150 | 14,38791 | 13,33376 | 20,28211 | 23,2304 |
| 4 | 15 | 8,99506 | 13,95800 | 18,92092 | 23,88667 | 28,84960 | 33,81254 | 38,77549 | 43,74371 | 48,70417 | 58,63153 | 68,5593 | 78,48669 |
| 5 | 20 | 21,6627 | 33,41008 | 45,15500 | 56,91148 | 68,65885 | 80,40625 | 92,15362 | 103,90764 | 115,65579 | 139,15357 | 162,6526 | 186,1509 |
| 6 | 25 | 42,64950 | 65,58545 | 86,52150 | 111,47040 | 134,4064 | 1573424 | 180,2784 | 203,22734 | 226,16333 | 272,042 | 317,9229 | 363,8019 |

**Tabel 23.27.** Tabel cuprinzând pierderile de sarcină $\frac{\Delta h}{q^2}$ pe aripi de aspersiune din polietilenă Ø 89 mm pentru diverse distanţe (*d*) dintre aspersoare

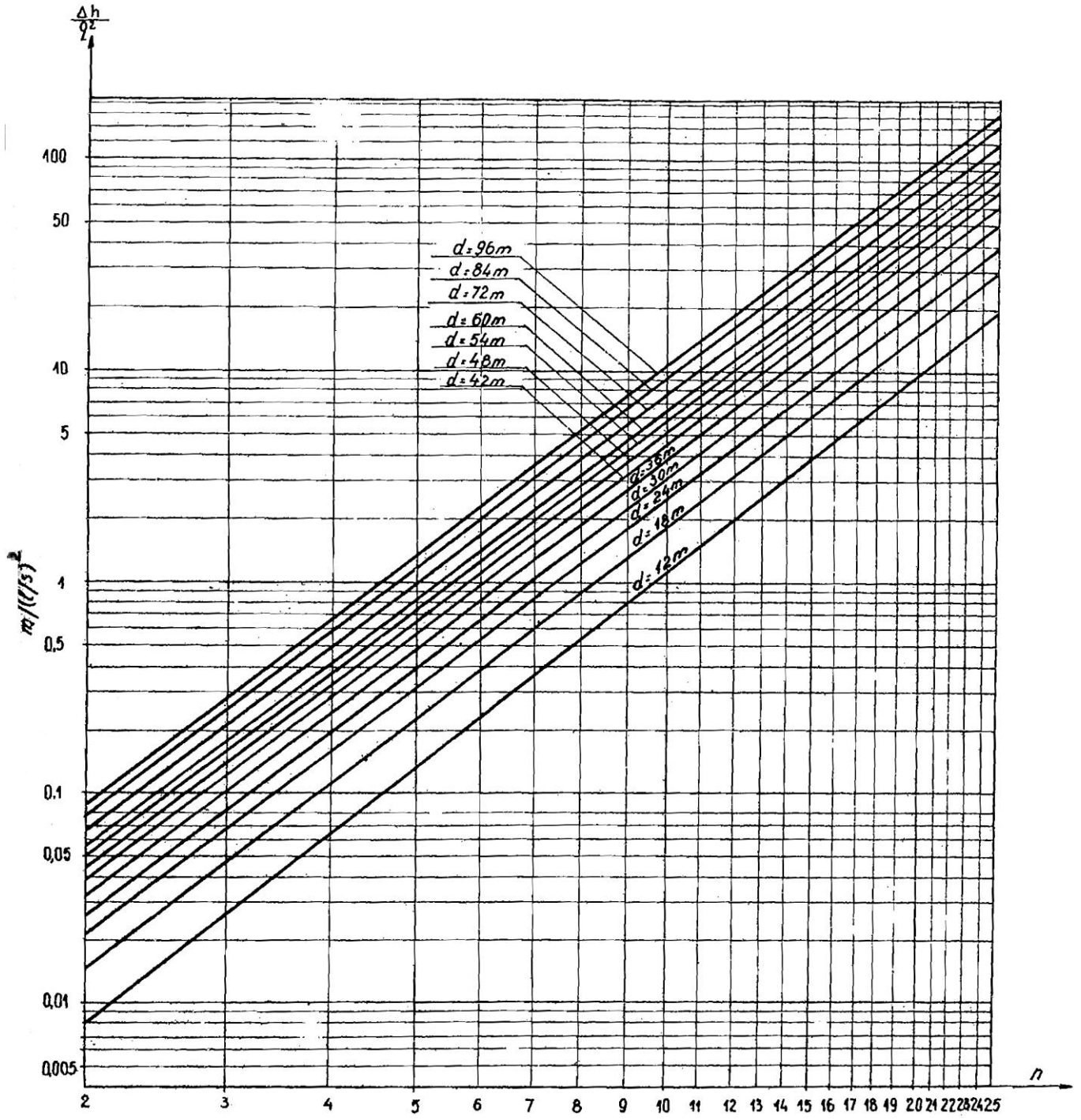
| Nr. crt. | Distanţa dintre aspersoare *d* (m) Numărul de aspersoare | 12 | 18 | 24 | 30 | 36 | 42 | 48 | 54 | 60 | 72 | 84 | 96 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 0,004548 | 0,014119 | 0,0201,04 | 0,0261 | 0,03206 | 0,03787 | 0,04402 | 0,05000 | 0,0559 | 0,06793 | 0,07983 | 0,09186 |
| 2 | 5 | 0,13473 | 0,22043 | 031933 | 0,39185 | 0,47755 | 0,56099 | 0,64897 | 073467 | 0,8198(1 | 0,99179 | 1,1632 | 1,3346a |
| 3 | 10 | 1,14598 | 1,81370 | 2,48142 | 3,14914 | 3,81685 | 4,46690 | 5,15227 | 5,81999 | 6,48329 | 7,82312 | 9,15789 | 10,49397 |
| 4 | 15 | 4,000197 | 6,24850 | 8,49681 | 10,74512 | 12,99341 | 15,18224 | 17,49002 | 19,73833 | 21,97176 | 26,3513 | 30,96671 | 35,47638 |
| 5 | 20 | 9,66593 | 14,98771 | 20,30951 | 25,63132 | 30,95306 | 36,13405 | 41,59664 | 46,91842 | 52,20500 | 62,8836 | 73,52736 | 84,17036 |
| 6 | 25 | 19,06051 | 29,43784 | 39,84145 | 50,23195 | 60,6223 | 70,73784 | 81,40318 | 91,79361 | 102,11532 | 128,964 | 143,7458 | 164,5256 |

**Tabel 23.28.** Tabel cuprinzând pierderile de sarcină $\frac{\Delta h}{q^2}$ pe aripi de aspersiune din polietilenă Ø 101 mm pentru diverse distanţe (*d*) dintre aspersoare

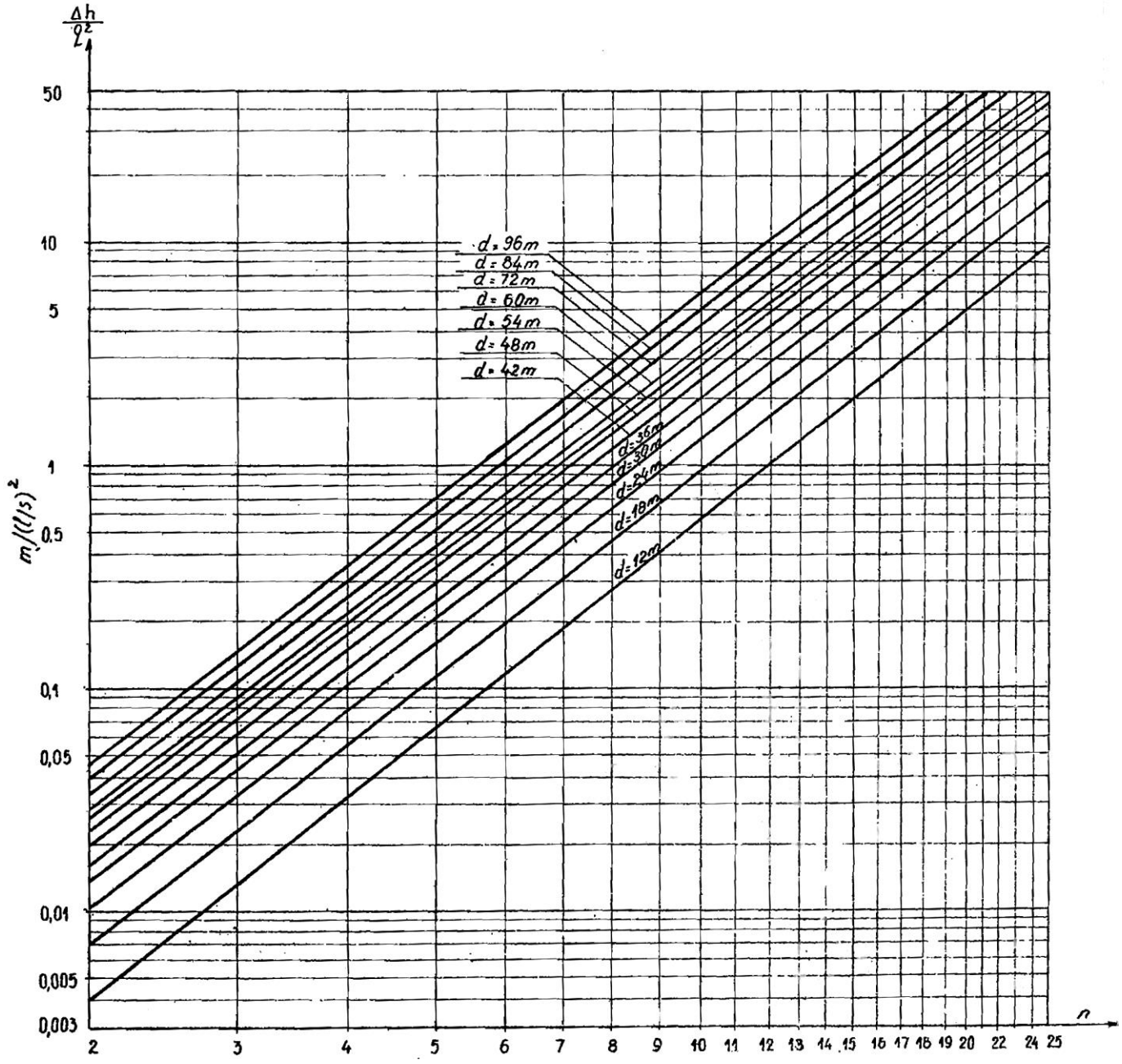
| Nr. crt. | Distanţa dintre aspersoare *d* (m) Numărul de aspersoare | 12 | 18 | 24 | 30 | 36 | 42 | 48 | 54 | 60 | 72 | 84 | 96 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 0,00394 | 0,00706 | 0,01018 | 0,01330 | 0,01642 | 0,01954 | 0,02267 | 0,02576 | 0,02891 | 0,0343 | 0,04138 | 0,04762 |
| 2 | 5 | 0,06734 | 0,11206 | 0,15679 | 0,20152 | 0,24625 | 0,29098 | 0,33570 | 0,38044 | 0,42517 | 0,5023 | 0,60408 | 0,69353 |
| 3 | 10 | 0,5&270 | 0,93115 | 0,12796 | 1,63605 | 1,96662 | 2,32503 | 2,67350 | 3,02197 | 3,37043 | 3,9723 | 4,7643 | 5,46123 |
| 4 | 15 | 2,04734 | 3,22066 | 4,39403 | 5,56738 | 6,74073 | 7,922 | 9,067 | 10,261 | 11,434 | 13,45795 | 16,4275 | 18,47416 |
| 5 | 20 | 4,96513 | 774239 | 10,51885 | 13,20890 | 15,98624 | 18,852 | 21,269 | 24,406 | 27,184 | 31,97425 | 38,2932 | 43,84776 |
| 6 | 25 | 9,80774 | 15,23017 | 20,65286 | 25,67586 | 34,4980 | 36,921 | 42,343 | 47,766 | 53,488 | 62,54136 | 74,87863 | 85,72406 |




**Grafic 23.81.** Grafic pentru determinarea pierderilor de sarcină pe aripile de aspersiune din polietilenă Ø 76 mm echipate cu aspersoare: *n* – numărul de aspersoare; *q* – debitul aspersoarelor (l/s); *d* – distanţa dintre aspersoare (m); Δ*h* – pierderile de sarcină (m)




**Grafic 23.82.** Grafic pentru determinarea pierderilor de sarcină pe aripile de aspersiune din polietilenă Ø 89 mm echipate cu aspersoare: *n* – numărul de aspersoare; *q* – debitul aspersoarelor (l/s); *d* – distanţa dintre aspersoare (m); Δ*h* – pierderile de sarcină (m)




**Grafic 23.83.** Grafic pentru determinarea pierderilor de sarcină pe aripile de aspersiune din polietilenă Ø 89 mm echipate cu aspersoare: *n* – numărul de aspersoare; *q* – debitul aspersoarelor (l/s); *d* – distanţa dintre aspersoare (m); Δ*h* – pierderile de sarcină (m)

Pentru determinarea coeficientului de rugozitate echivalentă $k_e$ s-au folosit formulele P.C.W. (v. formula 3.53) şi Lamont T3 (v. formula 3.65).

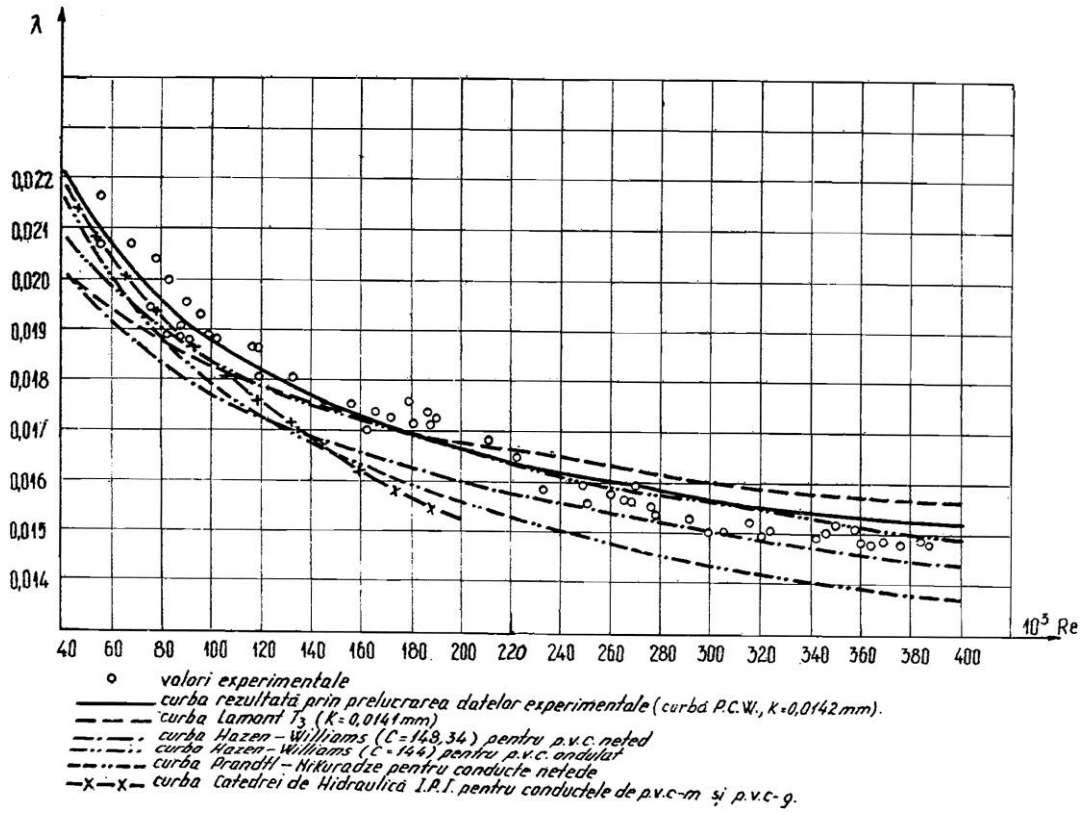
În tabelul 5.10 sunt trecute perechile de valori Re şi λ determinate experimental şi rugozităţile echivalente (mm) obţinute prin formulele indicate mai sus. După formula P.C.W. valoarea minimă a lui $k_{e\ min}$ = 0,0349 mm, iar cea maximă este $k_{e\ max}$ = 0,007 mm, iar după Lamont $k_{e\ min}$ = 0,0268 mm până la $k_{e\ max}$ = 0,0088 mm.

Pe graficul 23.84, în coordonate Re şi λ, s-au materializat punctele experimentale.

Pe acelaşi grafic s-a trasat şi curba P.C.W., constatându-se că este cea mai apropiată de valorile obţinute experimental şi deci cea mai indicată pentru calculul conductelor studiate.

**Tabel 23.29.** Tabel cuprinzând valorile rugozității echivalente ($k_e$) pentru conductele din P.V.C. calculate din formulele Lamont și Prandtl-Colebrook-White

| Nr. crt. | Re | λ | Rugozităţi echivalente *k* (mm) | |
|---|---|---|---|---|
| | | | Lamont | Prandtl-Colebrook-White |
| 1 | 102,325 | 0,01854 | 0,0162 | 0,0128 |
| 2 | 101,465 | 0,01897, | 0,0192 | 0,0204 |
| 3 | 98,591 | 0,01899 | 0,0189 | 0,0191 |
| 4 | 95,487 | 0,01931 | 0,0209 | 0,0237 |
| 5 | 93,146 | 0,01884 | 0,0169 | 0,0119 |
| 6 | 88,771 | 0,01886 | 0,0163 | 0,0070 |
| 7 | 81,980 | 0,01991 | 0,0231 | 0,0089 |
| 8 | 78,247 | 0,02040 | 0,0268 | 0,0349 |
| 9 | 91,119 | 0,01959 | 0,0224 | 0,0267 |
| 10 | 80,751 | 0,01940 | 0,0187 | 0,0128 |
| 11 | 68,309 | 0,02070 | 0,0265 | 0,0250 |
| 12 | 55,905 | 0,02161 | 0,0260 | 0,0342 |
| 13 | 118,280 | 0,01866 | 0,0193 | 0,0238 |
| 14 | 135,951 | 0,01840 | 0,0197 | 0,0264 |
| 15 | 166,885 | 0,04560 | 0,0170 | 0,0280 |
| 16 | 169,824 | 0/01725 | 0,0161 | 0,0208 |
| 17 | 214,844 | 0,01646, | 0,0125 | 0,0183 |
| 18 | 234,704 | 0,01590 | 0,0099 | 0,0092 |
| 19 | 251,434 | 0,01561 | 0,0095 | 0,0074 |
| 20 | 265,214 | 0,01566 | 0,0102 | 0,0104 |
| 21 | 269 859 | 0,01569 | 0,0106 | 0,0114 |
| 22 | 277 403 | 0,01556 | 0,0101 | 0,0097 |
| 23 | 261:105 | 0,01581 | 0,0109 | 0,0110 |
| 24 | 265,982 | 0,01573 | 0,0106 | 0,0167 |
| 25 | 279637 | 0,01542 | 0,0095 | 0,0083 |
| 26 | 292,978 | 0,01541 | 0,0099 | 0,0094 |
| 27 | 306,441 | 0,01514 | 0,0090 | 0,0076 |
| 28 | 316,469 | 0,01533 | 0,0102 | 0,0104 |
| 29 | 331265 | 0,01504 | 0,0091 | 0,0121 |
| 30 | 335,098 | 0,01511 | 0,0096 | 0,0093 |
| 31 | 347,471 | 0,01512 | 0,0099 | 0,0103 |
| 32 | 360,834 | 0,01482 | 0,0088 | 0,0080 |
| 33 | 365,353 | 0,01487 | 0,0091 | 0,0087 |
| 34 | 370,513 | 0,01489 | 0,0093 | 0,0090 |
| 35 | 377,977 | 0,01485 | 0,0093 | 0,0091 |
| 36 | 385,875 | 0,01494 | 0,0099 | 0,0100 |
| 37 | 387,106 | 0,01494 | 0,0100 | 0,0100 |
| 38 | 358,333 | 0,01520 | 0,0106 | 0,0120 |
| 39 | 343,202 | 0,01499 | 0,0096 | 0,0086 |




**Grafic 23.84.** Grafic λ = *f* (Re) pentru conducte din P.V.C. Ø 98,36 mm

Prin prelucrare statistică, s-a obţinut că valoarea cea mai probabilă pentru rugozitatea echivalentă a conductelor P.V.C. este:

$$k_{e\,mediu} = (0,0142 \pm 0,00119 \text{ mm}$$

Înlocuind valoarea coeficientului de rugozitate echivalentă în formula Prandtl-Colebrook-White, rezultă pentru conductele P.V.C. produse de U.P.M.P. Iaşi relaţia de calcul:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\lg\left(\frac{2,51}{\text{Re}\sqrt{\lambda}} + \frac{0,00382}{D}\right) \qquad (23.112)$$

Pentru compararea rezultatelor obţinute, s-au trasat pe acelaşi grafic curbele Lamont T3 cu $k_{mediu}$ = 0,0141 mm, Hazen-Williams cu C = 148,84 pentru P.V.C. neted, curba Prandtl-Nikuradze şi curba indicată prin alte experimentări făcute la noi în ţară [5.4]. Valorile coeficienţilor C din formula Hazen-Williams au fost extrase din literatura de specialitate [v. 3.32, p. 15].

Din confruntarea acestor curbe reiese că curbele Lamont T3 şi Hazen-Williams cu C = 144 se apropie cel mai mult de curba experimentală şi pot fi folosite pentru calculul conductelor P.V.C. produse de U.P.M.P. pentru Re ≥ $150.10^3$.

Spre deosebire de unele rezultate obţinute în literatura de specialitate [v. 5.4], [5.5] şi [3.37], care situează astfel de conducte în regimul neted de curgere, în lucrarea de faţă a reieşit, după cum s-a arătat, că $\lambda = f\left(\text{Re}, \frac{k_e}{D}\right)$.

Aceasta a dus la o cercetare mai atentă a conductelor experimentate, cât şi a altor studii întreprinse asupra ţevilor din P.V.C.

- S-au secţionat conductele, observându-se asperităţile de pe partea interioară şi ondulaţii longitudinale, atât la microscop cât şi cu ochiul liber.

- S-a determinat experimental rugozitatea absolută în Laboratorul de Măsurători şi Toleranţe (I.P.I.), prin mărirea de 60 de ori a asperităţilor, şi s-a găsit o valoare medie de 0,01469 mm, care se apropie foarte mult de rugozitatea medie echivalentă calculată ($k_e$ = 0,0142 ± 0,000119) mm.

- S-a constatat de asemenea o mărire în timp a rugozităţii datorită unor fenomene fizice ce au loc în timpul funcţionării conductelor şi anume bipolarităţii moleculelor de etilenă care ar favoriza depunerea, în timp, a coloizilor din apă pe pereţii conductei.

În felul acesta s-ar explica formarea unui strat subţire pe peretele interior al ţevilor (fig. 5.4); acesta nu s-a observat pe toate conductele şi nici sub forma unui strat continuu, ci în proporţie de circa 80% în urma experimentărilor întreprinse în vara anului 1970.



**Fig. 23.85.** Depuneri pe perimetrul interior al conductei din P.V.C.-m

- Experimentările efectuate la Universitatea Gand de Tison G. și Thienpont T. [v. 5.38] au arătat că rugozitatea echivalentă creşte cu diametrul conductei şi că conductele P.V.C. cu Ø > 0,75 mm nu se supun legii conductelor netede.

- S-a urmărit în continuare problema coeficienților de rezistență locală la cuplajele cu care au fost echipate tuburile P.V.C. Aceştia s-au determinat din experienţe cu ajutorul relaţiei (23.93), iar valorile obţinute au fost înscrise în tabelul 23.30.

Prin reprezentarea grafică a punctelor experimentale obţinute a rezultat că, în domeniul de numere Re studiat, $\zeta_c$ rămâne practic constant.

Prelucrarea statistică a valorilor numerice obţinute pentru $\zeta_c$ a condus la următoarele date:

– Valoarea medie a erorilor $\delta = \pm 0,0043$

– Eroarea medie $\Delta = 0,02008$

– Eroarea medie pătratică $m = \pm 0,2554$

– Eroarea medie pătratică a mediei aritmetice $M = \pm 0,003542$

Valoarea cea mai probabilă a lui $\zeta_c$ = 0,2455 ± 0,0035

**Tabel 23.30.** Tabel centralizator cuprinzând valorile coeficienților $\zeta_c$ pentru conducte de P.V.C.-m (U.P.M.P. Iași) – valori experimentale

| Nr. crt. | *V* | Re | $\zeta_c$ |
|---|---|---|---|
| 1 | 0,332 | 35,123 | 0,2034 |
| 2 | 0,690 | 73,002 | 0,2375 |
| 3 | 0,762 | 76,200 | 0,215 |
| 4 | 0,790 | 79,000 | 0,220 |
| 5 | 0,980 | 109,000 | 0,203 |
| 6 | 1,070 | 120,000 | 0,274 |
| 7 | 1,260 | 126,000 | 0,237 |
| 8 | 1,380 | 138,000 | 0,248 |
| 9 | 1,403 | 140-300 | 0,200 |
| 10 | 1,415 | 137,500 | 0,175 |
| 11 | 1,525 | 157,500 | 0,220 |
| 12 | 1,550 | 172,700 | 0,243 |
| 13 | 1,629 | 172,348 | 0,2395 |
| 14 | 1,700 | 189,500 | 0,257 |
| 15 | 1,735 | 173,500 | 0,234 |
| 16 | 1,740 | 174,000 | 0,240 |
| 17 | 1,777 | 188,007 | 0,2169 |
| 18 | 1,850, | 206,0,00 | 0,250 |
| 19 | 1,850 | 185,000 | 0,245 |
| 20 | 1,850 | 185,000 | 0,268 |
| 21 | 1,930 | 193-000 | 0,292 |
| 22 | 1,970 | 221,000 | 0,280 |
| 23 | 1375 | 197,500 | 0,232 |
| 24 | 1980 | 198,000 | 0,233 |
| 25 | 2,003 | 211,917 | 0,2542 |
| 26 | 2,060 | 206,000 | 0,227 |
| 27 | 2,094* | 211,075 | 0,2587 |
| 28 | 2,130 | 213,000 | 0,223 |
| 29 | 2,160 | 205,000 | 0,230 |
| 30 | 2,160 | 216,000 | 0,246 |
| 31 | 2,198 | 221,544 | 0,2959 |
| 32 | 2,200 | 209,000 | 0,230 |
| 33 | 2,200 | 220,000 | 0,246 |
| 34 | 2,230 | 223,000 | 0,223 |
| 35 | 2,270 | 216,000 | 0,270 |
| 36 | 2,280 | 228,000 | 0,265 |
| 37 | 2,290 | 218,000 | 0,258 |
| 38 | 2,300 | 230,000 | 0,254 |
| 39 | 2,320 | 220,000 | 0,261 |
| 40 | 2,344 | 222,000 | 0,265 |
| 41 | 2,340 | 234,000 | 0,240 |
| 42 | 2,340 | 234,000 | 0,236 |
| 43 | 2,360 | 224,000 | 0,260 |
| 44 | 2,370 | 237000 | 0,249 |
| 45 | 2,380 | 238,000 | 0,224 |
| 46 | 2,380 | 226,000 | 0,256 |
| 47 | 2,420 | 242,000 | 0,260 |
| 48 | 2,581 | 273,069 | 0,2365 |
| 49 | 2,707 | 286,400 | 0,2741 |
| 50 | 2,798 | 296,028 | 0,28826 |
| 54 | 2,825 | 298,885 | 0,29743 |
| 52 | 2,976 | 300,100 | 0,2756 |

– La mufele metalice s-au executat branşamente de 1" pentru aspersoare A.S.J.I. – cu duza de 7 mm, efectuându-se experimentări pentru determinarea lui $\zeta_c$. S-a folosit relaţia de calcul (23.95), iar rezultatele obţinute la 2 aspersoare s-au înscris în tabelul (23.31). Ca şi la Pe, se observă, în marea majoritate, obţinerea unor valori negative, cu aceeaşi semnificaţie a fenomenului fizic, de producere a unor uşoare creşteri a energiei specifice în secţiune.

În grafic sunt redate curbele reprezentative ale funcţiei $\zeta_b = f\left(\frac{Q_a}{q_a}\right)$.

**Tabel 23.31.** Tabel cuprinzând valorile coeficienților de pierdere de sarcină locală $\zeta_b$ la branșamentele aspersoarelor la conductele de P.V.C. (U.P.M.P. Iași)

| Nr. crt. | $\frac{Q_{aripă}}{q_{aspersor}}$ | $\zeta_b$ |
|---|---|---|
| 1 | 2 | -0,630 |
| 2 | 3 | -0,530 |
| 3 | 4 | -0,450 |
| 4 | 5 | -0,385 |
| 5 | 6 | -0,335 |
| 6 | 7 | -0,295 |
| 7 | 8 | -0,255 |
| 8 | 9 | -0,220 |
| 9 | 10 | -0,185 |
| 10 | 11 | -0,460 |
| 11 | 12 | -0,135 |
| 12 | 13 | -0,112 |
| 13 | 14 | -0,095 |
| 14 | 15 | -0,080 |
| 15 | 16 | -0,065 |
| 16 | 17 | -0,050 |
| 17 | 18 | -0,040 |
| 18 | 19 | -0,035 |
| 19 | 20 | -0,030 |
| 20 | 21 | -0,025 |
| 21 | 22 | -0,020 |
| 22 | 23 | -0,015 |
| 23 | 24 | -0,010 |
| 24 | 25 | -0,015 |

Valorile obţinute pentru $\lambda$, $\zeta_c$ şi $\zeta_b$ au fost folosite în continuare pentru următoarele calcule:

- Panta piezometrică: $100J = f(Q, D)$ (tabel 23.32)

- Pierderea de sarcină la cuplaj funcţie de debit şi de diametru: $\Delta h_c = f(Q, D)$ (tabel 23.32)

- Panta piezometrică medie pe conductele de legătură: $100J' = f(Q, D)$ (tabel 23.32)

**Tabel 23.32.** Tabel cuprinzând caracteristicile hidraulice pentru conductele de P.V.C.

| Nr. crt. | $Q_a$ (l/s) | $Q_0$ (l/s) | $D$ = 76 mm | | | | $D$ = 89 mm | | | | $D$ = 101 mm | | | | $D$ = 125 mm | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 100 $J$ (m/ 100 m) | $\Delta h_c$ (mCA) | $l_c$ (m) | 100 $J'$ (m/ 100 m) | 100 $J$ (m/ 100 m) | $\Delta h_c$ (mCA) | $l_c$ (m) | 100 $J'$ (m/ 100 m) | 100 $J$ (m/ 100 m) | $\Delta h_c$ (mCA) | $l_c$ (m) | 100 $J'$ (m/ 100 m) | 100 $J$ (m/ 100 m) | $\Delta h_c$ (mCA) | $l_c$ (m) | 100 $J'$ (m/ 100 m) |
| **1** | **2** | **3** | **4** | **5** | **6** | **7** | **8** | **9** | **10** | **11** | **12** | **13** | **14** | **15** | **16** | **177** | **18** | **19** |
| 1 | 1 | 3,6 | – | 0,00065 | – | – | – | 0,00033 | – | – | – | 0,00021 | – | – | – | – | – | – |
| 2 | 2 | 7,2 | 0,3145 | 0,00261 | 0,8299 | 0,3580 | 0,1455 | 0,00132 | 0,9072 | 0,1675 | 0,0787 | 0,00083 | 1,0346 | 0,0925 | – | – | – | – |
| 3 | 3 | 10,8 | 0,6686 | 000588 | 03794 | 0,7666 | 0,3104 | 0,00296 | 0,9536 | 0,3597 | 0,1675 | 0,00186 | 1,1104 | 0,1985 | – | – | – | – |
| 4 | 4 | 14,4 | 1,1559 | 0,01045 | 0,3041 | 1,3301 | 0,5234 | 0,00527 | 1,0669 | 0,6112 | 0,2866 | 0,00331 | 1,1549 | 0,3418 | – | – | – | – |
| 5 | 5 | 18,0 | 1,6209 | 0,0163 | 1,0056 | 1,3926 | 0,7731 | 0,00823 | 1,0645 | 0,9103 | 0,4113 | 0,00516 | 1,2546 | 0,4073 | – | – | – | – |
| 6 | 6 | 21,6 | 2,2171 | 0,0236 | 1,0645 | 2,6104 | 1,0549 | 0,0119 | 1,1281 | 1,2532 | 0,5803 | 0,00744 | 1,2821 | 0,7043 | – | – | – | – |
| 7 | 7 | 25,2 | 2,8904 | 0,0320 | 1,1071 | 3,4237 | 1,3704 | 0,0161 | 1,1748 | 1,6387 | 0,7514 | 0,0101 | 1,3442 | 0,9197 | – | – | – | – |
| 8 | 6 | 28,8 | 3,6496 | 0,0418 | 1,1453 | 4,3462 | 1,7232 | 0,0211 | 1,2245 | 2,0749 | 0,9567 | 0,0132 | 1,3883 | 1,1707 | – | – | – | – |
| 9 | 9 | 32,4 | 4,4611 | 0,0529 | 1,1856, | 5,3427 | 2,1097 | 0,0267 | 1,2656 | 2,5547 | 1,1586 | 0,0167 | 1,4414 | 1,4369 | – | – | – | – |
| 10 | 10, | 36,0 | 5,4100 | 0,0653 | 1,2070 | 6,4983 | 2,5301 | 0,0329 | 1,3003 | 3,0784 | 1,3918 | 0,0207 | 1,4873 | 1,7368 | 0,5117 | 0,00846 | 1,6533 | 0,6527 |
| 11 | 11 | 39,6 | 6,4274 | 0,0790 | 1,2291 | 7,7440 | 3,3083 | 0,0398 | 1,3230 | 3,6716 | 1,6436 | 0,0250 | 1,5192 | 2,0623 | 0,5994 | 0,0102 | 1,7017 | 0,7494 |
| 12 | 12 | 43,2 | 7,6017 | 0,0940 | 1,2366 | 9,1683, | 3,5157 | 0,0474 | 1,3482 | 4,3057 | 1,9131 | 0,0297 | 1,5525 | 2,4081 | 0,6961 | 0,0122 | 17476 | 0,9014 |
| 13 | 13 | 46,8 | 8,8672 | 0,1104 | 1,2450 | 10,7071 | 4,0758 | 0,0557 | 1,3666 | 5,0068 | 2,2169 | 0,0349 | 1,5729 | 2,6005 | 0,8008 | 0,0143 | 1,7698 | 1,0391' |
| 14 | 14 | 50,4 | 10,2192 | 0,1280 | 1,2525 | 12,3524 | 4,3963 | 0,0645 | 1,3728 | 5,7733 | 2,5424 | 0,0405 | 1,5930 | 3,2174 | 0,9072 | 0,0166 | 1,8298 | 1,1839 |
| 15 | 15 | 54,0 | 11,5846 | 0,1469 | 1,2661 | 14,3328 | 5,3603 | 0,0741 | 1,3824 | 6,3953 | 2,8830 | 0,0465 | 1,6129 | 3,6580 | 1,0286 | 0,0190 | 1,8454 | 1,3463 |
| 16 | 16 | 57,6 | 13,0975 | 0,1672 | 1,2766 | 15,8841 | 6,0612 | 0,0843 | 1,3908 | 7,4661 | 3,2605 | 0,0529 | 1,6225 | 4,1421 | 1,1576 | 0,0216 | 1,8659 | 1,5176 |
| 17 | 17 | 61,2 | 14,6916 | 0,1887 | 1,2844 | 17,8365 | 6,7994 | 0,0952 | 1,4001 | 8,3860 | 3,6361 | 0,0597 | 1,6320 | 4,6531 | 1,2913 | 0,0245 | 1,8973 | 1,6996 |
| 18 | 18 | 64,8 | 16,3649 | 0,2116 | 1,2930 | 19,3914 | 7,5748 | 0,1067 | 1,4086 | 9,3531 | 4,0755 | 03669 | 1,6415 | 5,1905 | 1,4300 | 0,0274 | 1, 9161 | 1,8866 |
| 19 | 19 | 68,4 | 18,1173 | 0,2357 | 1,3010 | 22,3455 | 8,3863 | 0,1189 | 1,4178 | 10,3679 | 4,5125 | 0,0746 | 1,6532 | 5,7358 | 1,5833 | 03306 | 1,9327 | 2,0933 |
| 20 | 20 | 72,0 | 20,0735 | 0,2617 | 1,3037 | 24,4350 | 9,2327 | 0,1317 | 1,4265 | 11,4276 | 4,9687 | 0,0826 | 1,66 24 | 6,3453 | 1,7545 | 0,0339 | 1,9322 | 2,3195 |
| 21 | 21 | 75,6 | 21,9882 | 0,2880 | 1,3098 | 26,7680 | 10,1146 | 0,1452 | 1,4355 | 12,5345 | 5,4430 | 0,0911 | 1,6737 | 6,9613 | 1,9221 | 0,0373 | 1,9406 | 2,5437 |
| 22 | 22 | 79,2 | 24,1315 | 0,3161 | 1,3099 | 29,3996 | 11,0287 | 0,1594 | 1,4453 | 13,6853 | 5,9356 | 0,1000 | 1,6847 | 7,6022 | 2,1097 | 0,0410 | 1,9434 | 2,7930 |
| 25 | 23 | 82,3 | 26,3748 | 0,3454 | 1,3096 | 32,1312 | 12,0343 | 0,1742 | 1,4451 | 14,9575 | 6,4457 | 0,1093 | 1,6957 | 8,2673 | 2,2915 | 0,0439 | 1,9156 | 3,0231 |
| 24 | 24 | 86,4 | 28,7194 | 0,3761 | 1,3096 | 34,9875 | 13,1252 | 0,1880 | 1,4324 | 16,2584 | 7,0190 | 0,1190 | 1,6954 | 9,0023 | 2,4795 | 0,0487 | 1,9641 | 3,2911 |

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 177 | 18 | 19 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 25 | 25 | 90,0 | 30,9579 | 1,4081 | 1,3182 | 37,7593 | 14,1498 | 0,2058 | 1,4544 | 17,5797 | 7,5670, | 0,1291 | 1,7061 | 9,7186 | 2,6736 | 0,0529 | 1,9786 | 3,3552 |
| 26 | 26 | 93,6 | 33,4842 | 0,4414 | 1,3182 | 40,8406 | 15,3043 | 0,2226 | 1,4545 | 19,0142 | 8,1842 | 0,1397 | 1,7069 | 10,5124 | 2,8738 | 0,0572 | 1,9904 | 3,8271 |
| 27 | 27 | 97,2 | 36,1098 | 0,4860 | 1,3459 | 43,5428 | 16,3035 | 0,2400 | 1,4542 | 20,5033 | 8,8261 | 0,1506 | 1,7063 | 11,3360 | 3,0793 | 0,0617 | 2,0037 | 4,10 76 |
| 28 | 28 | 100,8 | 38,8339 | 0,5120 | 1,3184 | 47,3669 | 17,7496 | 0,2582 | 1,4547 | 22,0328 | 9,4302 | 0,1620 | 1,7179 | 12,1301 | 3,3117 | 0,0663 | 2,0020 | 4,4167 |
| 29 | 29 | 104,4 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 3,5295 | 0,0712 | 2,0173 | 4,7161 |
| 30 | 30 | 108,0 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 3,7770 | 0,0762 | 2,0175 | 5,0469 |
| 31 | 31 | 111,6 | _ | _ | _ | _ | _ | _ | _ | _ | _ | _ | _ | _ | 4,0069 | 0,0813 | 2,0290 | 5,3618 |
| 32 | 32 | 115,2 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 4,2695 | 0,0867 | 2,0307 | 5,7144 |
| 33 | 33 | 118,8 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 4,5407 | 0,0922 | 2,0305 | 6,0773 |
| 34 | 34 | 122,4 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 4,6200 | 0,0978 | 2,0291 | 6,4499 |
| 33 | 35 | 126,6 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 5,0748 | 0,1037 | 2,0433 | 6,8031 |
| 36 | 36 | 129,6 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 5,3688 | 0,1097 | 2,0433 | 7,1971 |
| 37 | 37 | 133,2 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 5,6714 | 0,1158 | 2,0418 | 7,6013 |
| 38 | 38 | 136,3 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 5,9816 | 0,1222 | 2,0429 | 8,0182 |
| 39 | 39 | 140, | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 6,3009 | 0,1287 | 2,0426 | 8,4458 |

**Tabel 23.33.** Tabel cuprinzând pierderile de sarcină pe aripi de aspersiune din P.V.C. Ø 76 mm $\left(\frac{\Delta h}{q_a^2}\right)$

pentru diverse distanţe *d* dintre aspersoare

| Nr. crt. | Distanţa dintre aspersoare *d* (m) Numărul de aspersoare | 12 | 18 | 24 | 30 | 36 | 42 | 48 | 60 | 72 | 84 | 96 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 0,01245 | 0,02301 | 0,03359 | 0,04414 | 0,05474 | 0,06525 | 0,07581 | 0,09692 | 0,14804 | 0,13915 | 0,46003 |
| 2 | 5 | 0,22357 | 0,37489 | 0,52619 | 0,67752 | 0,82885 | ,0,98547 | 4,43150 | 1,43415 | 4,73678 | 2,03940 | 2,34208 |
| 3 | 10 | 1,93199 | 3,14089 | 4,28975 | 5,4686 | 6,5782 | 7,8265 | 9,1743 | 11,3632 | 13,7240 | 16,0788 | 48,4367 |
| 4 | 15 | 6,63546 | 10,60463 | 14,7741 ' | 18,7436 | 22,7433 | 26,6828 | 30,8477 | 36,3432 | 46,5307 | 54,4697 | 62,4541 |
| 5 | 20 | 16,60836 | 26,00418 | 35,4000 | 44,7958 | 54,1923 | 63,5864 | 72,9840 | 91,7763 | 120,4596 | 129,3602 | 447,5485 |
| 6 | 25 | 32,87577 | 51,23787 | 69,5652 | 87,9099 | 106,2560 | 124,6007 | 442,9450 | 479,6362 | 246,3269 | 253,0164 | 289,7072 |

**Tabel 23.34.** Tabel cuprinzând pierderile de sarcină pe aripi de aspersiune din P.V.C. Ø 89 mm $\left(\frac{\Delta h}{q_a^2}\right)$

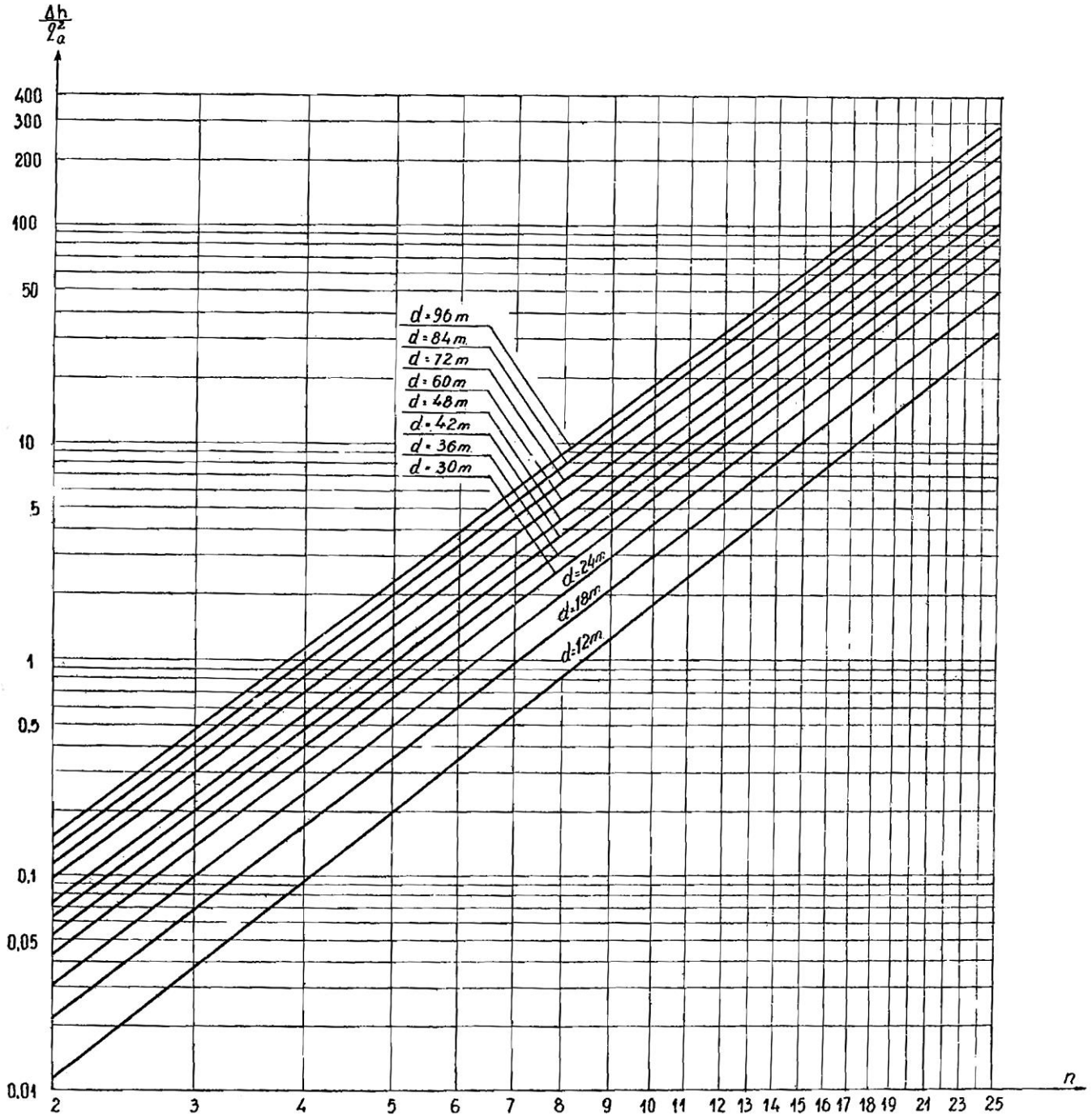
pentru diverse distanţe *d* dintre aspersoare

| Nr. crt. | Distanţa dintre aspersoare *d* (m) Numărul de aspersoare | 12 | 18 | 24 | 30 | 36 | 42 | 48 | 60 | 72 | 84 | 96 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 0,00644 | 0,101152 | 0,01690 | 0,02228 | 0,02765 | 0,03302 | 0,03840 | 0,04916 | 0,05890 | 0,07066 | 0,08141 |
| 2 | 5 | 0,11206 | 0,18910 | 0,26614 | 0,34319 | 0,42023 | 0,49728 | 0,57430 | 0,72840 | 0,88251 | 1,03661 | 1,19069 |
| 3 | 10 | 0,88762 | 1,78420 | 2,15280 | 2,65041 | 3,40040 | 4,05042 | 4,64340 | 5,76383 | 6,82410 | 7,0050 | 9,3774 |
| 4 | 15 | 3,45533 | 5,47640 | 7,4976 | 9,5186 | 11,5398 | 13,5608 | 15,5820 | 19,6242 | 23,6660 | 27,7087 | 31,7506 |
| 5 | 20 | 6,4344 | 12,7394 | 18,0392 | 23,3847 | 28,3733 | 33,6893 | 36,6624 | 47,3214 | 55,3246 | 62,3437 | 71,7434 |
| 6 | 25 | 16,7716 | 26,1122 | 35,3340 | 44,6741 | 54,0747 | 63,3551 | 72,6959 | 91,5769 | 110,0578 | 128,7388 | 144,3534 |

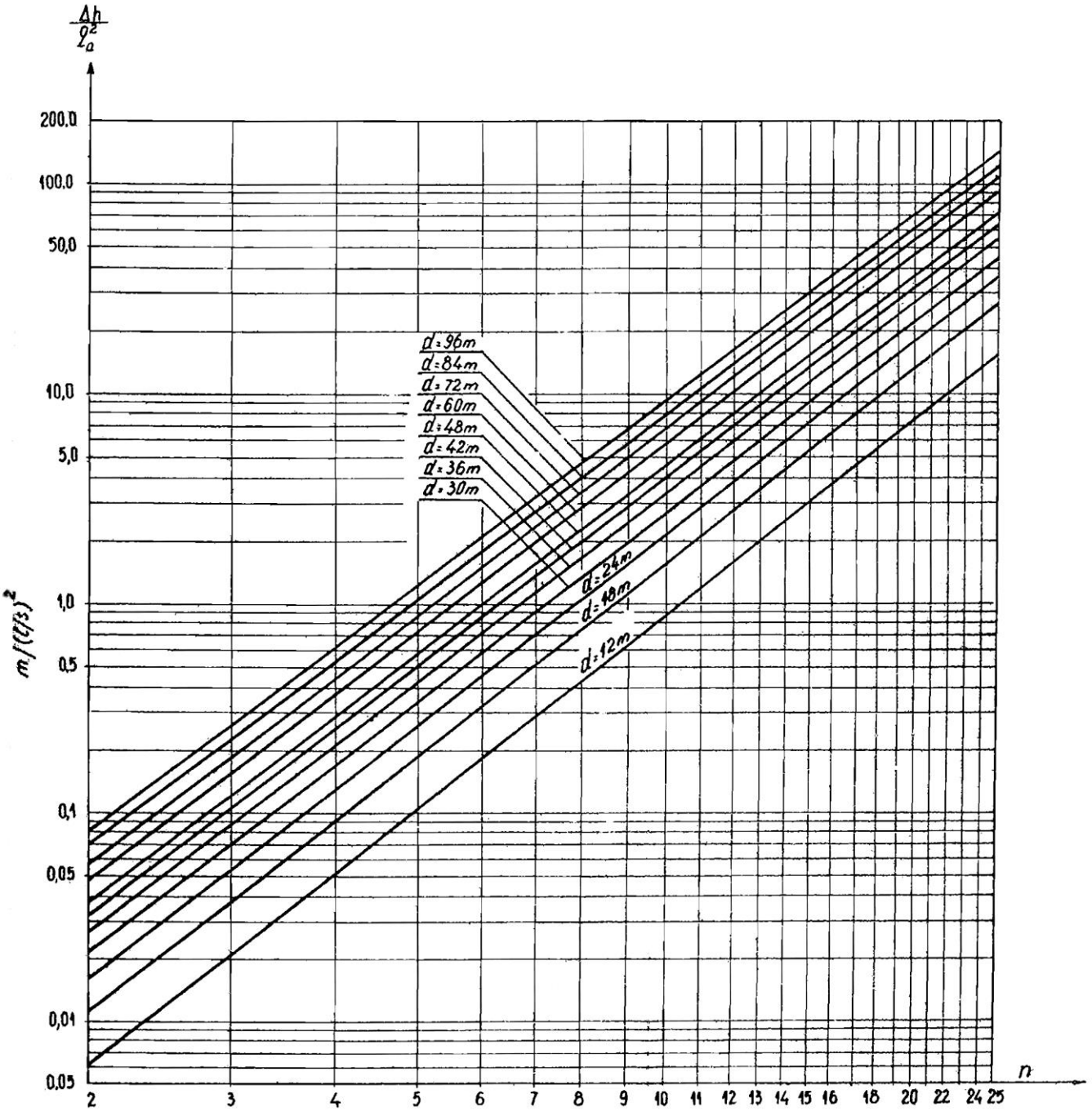
**Tabel 23.35.** Tabel cuprinzând pierderile de sarcină pe aripi de aspersiune din P.V.C. Ø 89 mm $\left(\frac{\Delta h}{q_a^2}\right)$

pentru diverse distanţe *d* dintre aspersoare

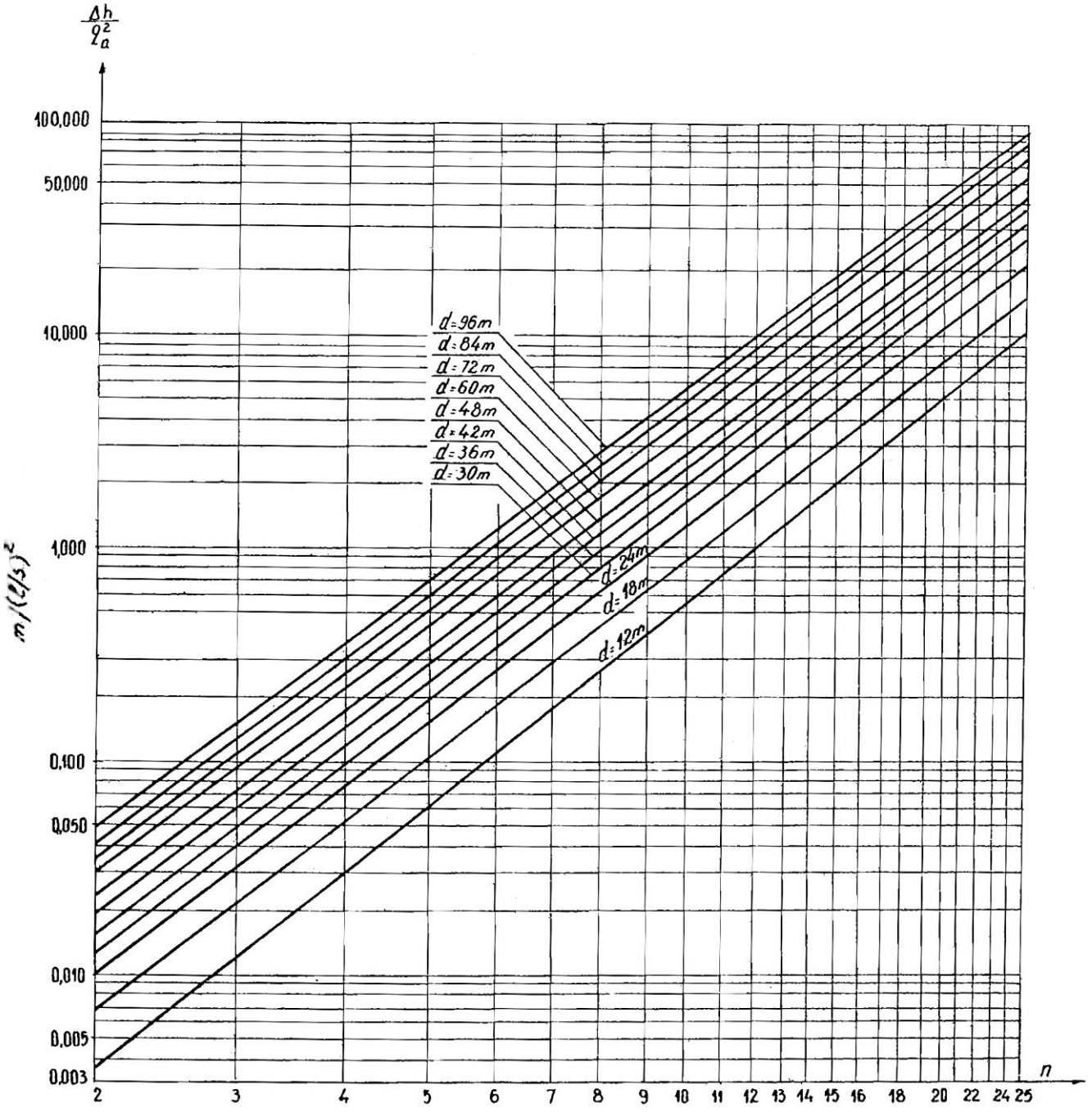
| Nr. crt. | Distanţa dintre aspersoare *d* (m) Numărul de aspersoare | 12 | 18 | 24 | 30 | 36 | 42 | 48 | 60 | 72 | 84 | 96 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 0,00364 | 0,00685 | 0,01006 | 0,01326 | 0,01647 | 0,01968 | 0,02348 | 0,02989 | 0,03630 | 0,04272 | 0,04913 |
| 2 | 5 | 0,06659 | 0,11257 | 0,15855 | 0,20450 | 0,25050 | 0,29650 | 0,35086 | 0,44279 | 0,53475 | 0,62670 | 0,71865 |
| 3 | 10 | 0,55480 | 0,87340 | 1,34730 | 1,69880 | 2,04320 | 2,41380 | 2,73430 | 3,5426 | 4,2832 | 4,9543 | 5,6434 |
| 4 | 15 | 2,0582 | 3,2642 | 4,4703 | 5,6763 | 6,8823 | 8,0884 | 9,5149 | 11,9270 | 14,3388 | 16,7509 | 19,1631 |
| 5 | 20 | 4,9436 | 7,3891 | 11,4484 | 14,9481 | 17,2293 | 19,3921 | 21,3832 | 2Z9832 | 33,6320 | 39,8341 | 44,3242 |
| 6 | 25 | 9,9245 | 15,4960 | 21,0718 | 26,6456 | 32,2193 | 37,7930 | 44,3854 | 55,5400 | 66,6790 | 778264 | 88,9740 |




**Grafic 23.86.** Grafic pentru determinarea pierderilor de sarcină pe aripile de aspersiune din P.V.C. Ø 76 mm echipate cu aspersoare; $n$ – numărul de aspersoare de pe aripă; $q_a$ – debitul aspersorului (l/s); $d$ – distanţa dintre aspersoare (m); $\Delta h$ – pierderea de sarcină (m)




**Grafic 23.87.** Grafic pentru determinarea pierderilor de sarcină pe aripile de aspersiune din P.V.C. Ø 89 mm echipate cu aspersoare; *n* – numărul de aspersoare de pe aripă; $q_a$ – debitul aspersorului (l/s); d – distanţa dintre aspersoare (m); $\Delta h$ – pierderea de sarcină (m)




**Grafic 23.88.** Grafic pentru determinarea pierderilor de sarcină pe aripile de aspersiune din P.V.C. Ø 101 mm echipate cu aspersoare; $n$ – numărul de aspersoare de pe aripă; $q_a$ – debitul aspersorului (l/s); $d$ – distanţa dintre aspersoare (m); $\Delta h$ – pierderea de sarcină (m)

- Pierderi de sarcină pe aripă în funcţie de diametrul conductei, numărul de aspersoare pe aripă, distanţele dintre aspersoare recomandate în producţie şi debitul acestora: $\frac{\Delta h_m}{q_a^2} = f(D,d,n)$

Rezultatele obţinute au fost trecute în tabelele 23.33, 23.34, 23.35 şi în graficele 23.86, 23.87, 23,88, fiind obţinute din calcule pentru acelaşi diametru ca la Pe.

Relaţiile folosite pentru calculul elementelor înscrise în tabelele enunţate ($100J$, $\Delta h_c$, $100J'$, $\frac{\Delta h}{q_a^2}$) au fost aceleaşi ca în cazul polietilenei. Este de menţionat de asemenea că s-au calculat lungimile echivalente corespunzătoare pierderilor datorate cuplajului care sunt înscrise în tabelul 5.13. Cuplajele măresc pierderile pe aripă cu valori cuprinse între 17% pentru $Q$ = 2 l/s şi până la 28% pentru $Q$ = 20 l/s. (La diametrul de 101 mm au rezultat pierderi mai mici la cuplajele conductelor P.V.C. decât la cele Pe., dată fiind natura lor diferită.)

În ceea ce priveşte valorile medii ale coeficientului de rezistenţă la branşamentele aspersoarelor ($\zeta_{b\ mediu}$) – inclus în formula pierderilor totale pe aripă – se constată că, practic, apar pe toată lungimea unei aripi P.V.C. numai creşteri de presiuni.

În calculul pierderilor pe aripă, cu ajutorul relaţiei 23.102, este de arătat că $\lambda_{mediu}$ introdus a rezultat din formula:

$$\lambda_m = \frac{0,01061}{D^{0,014} Q^{0,115}} \qquad (23.113)$$

care s-a obţinut prin acelaşi procedeu indicat pentru Pe.

Valorile lui $\lambda_m$ folosite în calcul, în funcţie de diametrele utilizate, reies din tabelul 23.32.

Literatura de specialitate consultată [v. 5.3, 5.4, 3.38, 3.37] nu permite decât parţial confruntarea rezultatelor obţinute – pentru λ şi 100 J – însă chiar în acest caz, sub rezervă, datorită zonelor de curgere diferite obţinute.

Folosind nomograma pentru calculul hidraulic al conductelor din P.V.C. dur (fig. 23.89) din literatura de specialitate [5.6], au rezultat pierderi cu circa 12% mai mari faţă de cele obţinute în lucrarea de faţă.

De asemenea, s-au comparat rezultatele cu cele obţinute de Anglani Frega (v. fig. 23.90) prin diagrama semilogaritmică din fig. 23.90; este de observat că pierderile sunt apropiate.

Concluzia generală care se desprinde din analiza hidraulică a conductelor P.V.C. este aceeaşi ca la cele din Pe, în privinţa necesităţii cercetării experimentale a legilor de rezistenţă, întrucât nomogramele şi tabelele din literatura tehnică de specialitate conduc la valori mult mai mari; aceasta sub aspectul general al legilor de rezistenţă pentru astfel de conducte. Sub aspectul particular al aripilor de aspersiune, astfel de cercetări se impun cu atât mai mult.

Tabel cu valorile lui $\lambda_{mediu}$ pentru P.V.C.-m

| $D$ (mm) | $Q_{max}$ $Q_{min}$ (l/s) | $\lambda_{med.min}$ $\lambda_{med.max}$ | $\lambda_{max}$ | ε | $\varepsilon' = \varepsilon \frac{1}{l_e}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 101 | 16,6<br>10,6 | 0,017552<br>0,018482 | 0,018017 | ±2,6% | ±2,1% |
| 89 | 12,9<br>8,7 | 0,018099<br>0,019150 | 0,018625 | ±2,7% | ±2,2% |
| 76 | 9,6<br>6,3 | 0,018766<br>0,019697 | 0,019231 | ±3,1% | ±2,5% |

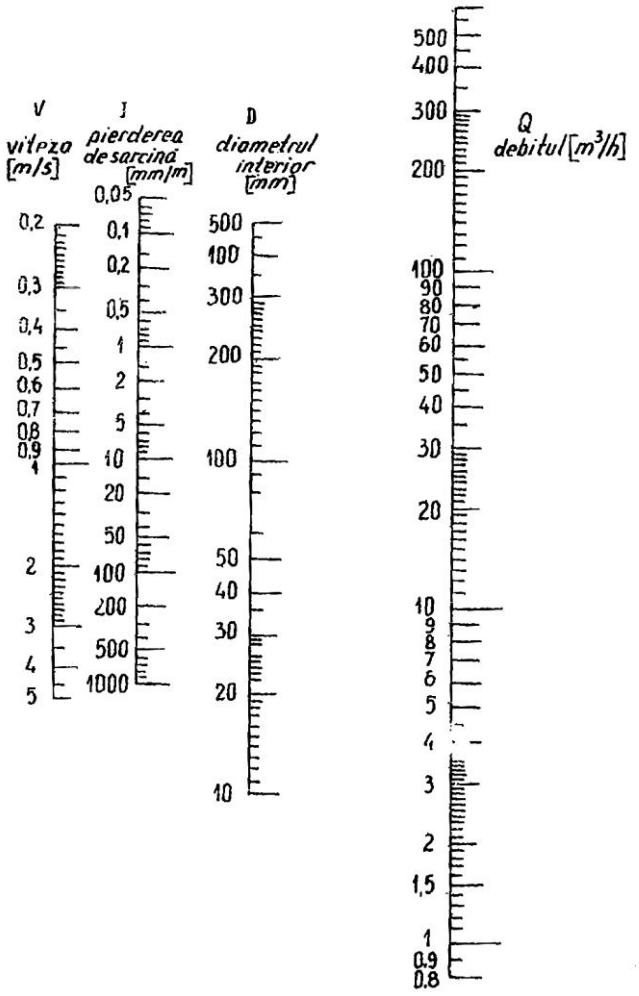



**Fig. 23.89.** Nomograma pentru calculul hidraulic al conductelor din P.V.C. (după E. Laşiţă şi N. Grumeza

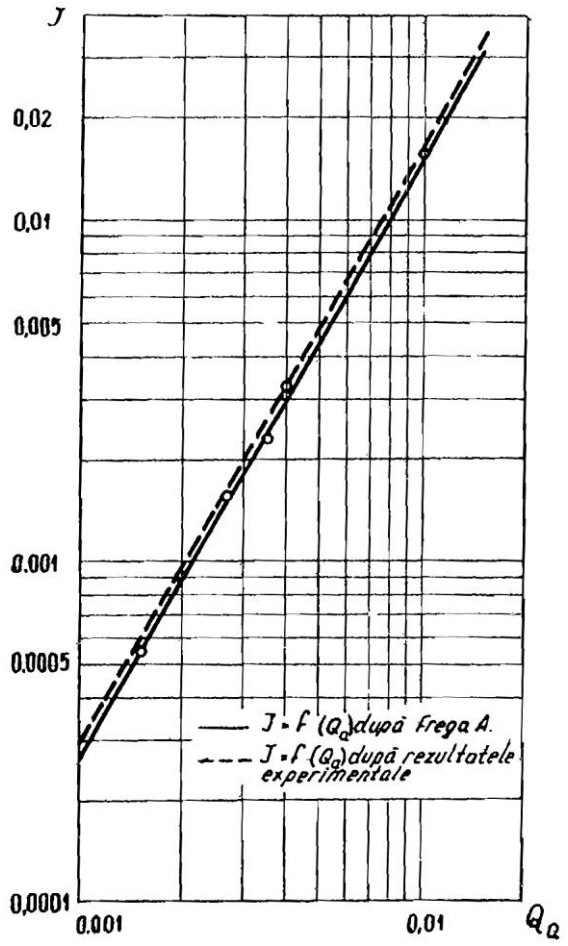



**Fig. 23.90**. Grafic pentru $J = f(Q)$ la conductele de P.V.C.

### 23.4.2.4. Rezultatele obţinute pentru aripile de aspersiune din aluminiu

Conductele de aluminiu au început să fie folosite pe scară largă, în instalaţiile de irigaţie prin aspersiune, din anul 1966; în U.R.S.S., S.U.A., Franţa, Anglia, Italia şi Israel ele sunt foarte răspândite în astfel de cazuri (respectiv în formarea aripilor de aspersiune).

Confecţionate prin extrudare sau prin bandă sudată longitudinal, astfel de conducte portabile prezintă mai cu seamă avantajul de a fi uşoare (după datele firmei Wright Rain, greutatea unui tronson de aluminiu de 6,10 m lungime, cu racorduri, este cu 37% până la 56% mai mică, în funcţie de diametru, faţă de cea a conductelor din tablă de oţel); tuburile de aluminiu sunt totodată rezistente la lovirile ce au loc în timpul manipulării, transportului şi funcţionării lor.

Alături de aceste calităţi, trebuie să se aibă în vedere însă şi comportamentul hidraulic al aripilor de aspersiune din aluminiu, cât şi ceilalţi parametri care conduc în final la stabilirea justă a criteriilor de calcul tehnico-economice.

În experimentări s-au folosit tuburi din instalaţia tip I.A.C. cu tronsoane de 6 m lungime îmbinate cu cuplaje hidraulice, urmărindu-se în primul rând determinarea coeficienţilor de rezistenţă liniară λ.

Prelucrându-se datele experimentale, s-au calculat o serie de coeficienţi λ pentru diferite valori ale numărului Reynolds, căutându-se în primul rând să se stabilească zona de curgere; prin transpunerea perechilor de puncte obţinute pe diferite grafice (v. fig. 3.28 şi 3.29), rezultă că conductele de aluminiu experimentate se situează în zona de tranziţie. Pentru determinarea rugozităţii echivalente s-au folosit formulele P.C.W. şi Lamont T3.

Valorile rugozităţilor echivalente obţinute au fost înscrise în tabelul 23.36, alături de cele ale coeficientului de rezistenţă λ şi de numerele Reynolds respective; după relaţia P.C.W., coeficientul $k_e$ are valori cuprinse între 0,023 mm şi 0,005 mm, iar după relaţia Lamont T3,$k_e$ = 0,022 – 0,017 mm.

Trecând în graficul de coordonate Re şi λ valorile experimentale obţinute, se observă că acestea prezintă dispersia cea mai redusă faţă de curba ce exprimă relaţia Lamont T3 (graficul 23.91).

Prelucrarea statistică a datelor după formula Lamont T3 a condus la stabilirea valorii celei mai probabile pentru rugozitatea echivalentă a conductelor de aluminiu:

$$k_{e\ mediu} = (0,0161 \pm 0,000513)\ \text{mm}$$

S-a comparat această valoare cu cele indicate în literatura de specialitate ce sunt redate în tabelul următor.

Valorile rugozităţii absolute $k_e$ pentru conductele de aluminiu:

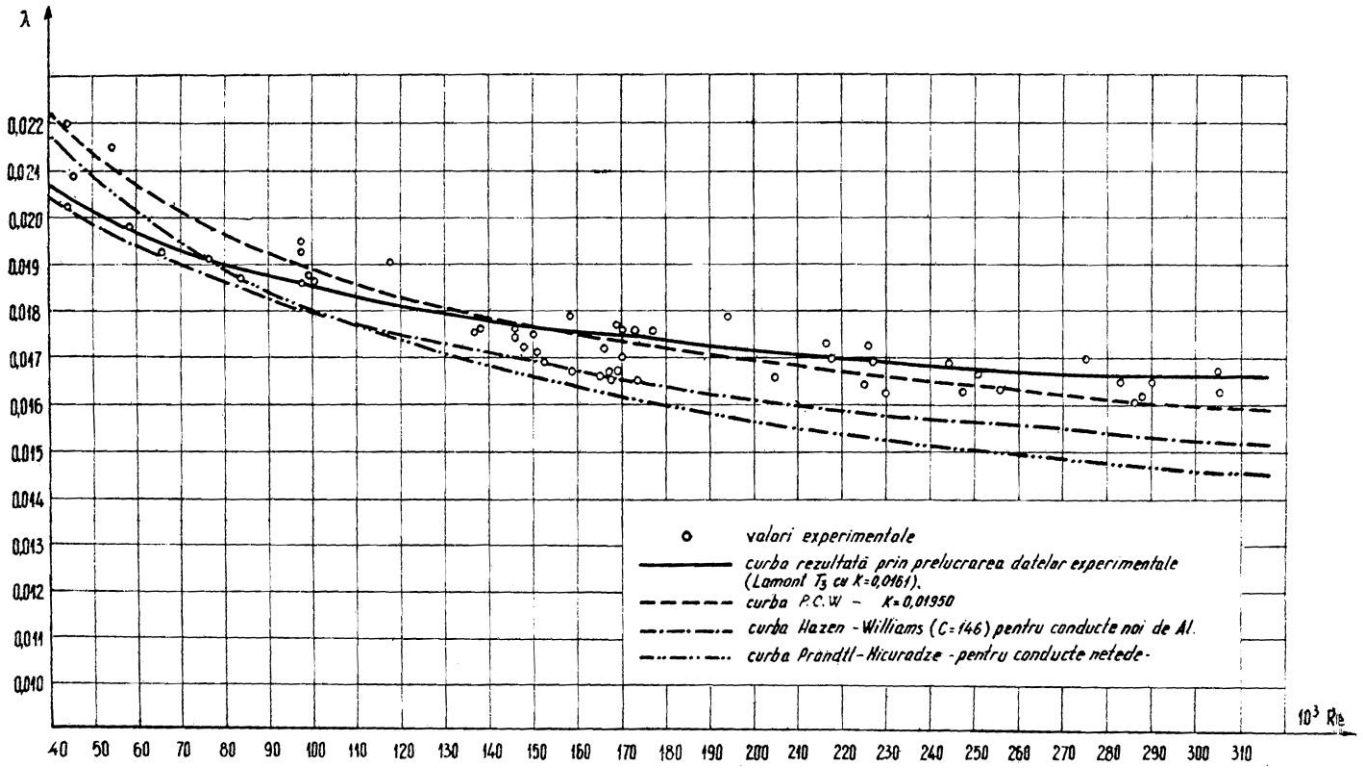
| Autorul | $k$ (mm) |
|---|---|
| Serek M., Saek C.Sc. (v. 3.27) | 0,001 – 0,03 |
| Gray H. (v. 3.5) | 0,00014 – 0,02 |
| Idelcik[1] | 0,015 – 0,06 |
| Benemi A.[2] | 0,01875 |

Se observă că valoarea rugozităţii echivalente determinată pentru conductele de aluminiu experimentate este cuprinsă între cea maximă indicată de I. Idelcik şi cea medie propusă de A. Benami; în orice caz rezultă pentru legea de rezistenţă o relaţie de forma:

$$\lambda = f\left(\text{Re}, \frac{k}{D}\right)$$

[1] Idelcik I.E., *Îndrumător pentru calculul rezistenţelor hidraulice*, Moscova, 1963.

[2] Benami A., *„New-loss Tables for Sprinkler Laterals”*, Journal of the Irrigation and Drainage Division, June 1968.




**Grafic 23.91**. Grafic λ = *f*(Re) pentru conductele de aluminiu Ø 101 mm

**Tabel 23.36.** Tabel cuprinzând valorile rugozităţii echivalente (*k*) pentru conductele de aluminiu calculate din formulele Lamont T3 şi Prandtl-Colebrook-White

| Nr. crt. | Re | λ | Rugozităţi echivalente *k* (mm) | |
|---|---|---|---|---|
| | | | Lamont | Prandtl-Colebrook-White |
| 1 | 83,634 | 0,01874 | 0,0149 | 0,0134 |
| 2 | 97,630 | 0,01935' | 0,0220 | 0,0256 |
| 3 | 99,011 | 0,01879 | 0,0177 | 0,0150 |
| 4 | 112,564 | 0,01866 | 0,0188 | 0,0187 |
| 5 | 117,589 | 0,01908 | 0,0228 | 0,0187 |
| 6 | 136,460 | 0,01754 | 0,0138 | 0,0105 |
| 7 | 138,380 | 0,01766 | 0,0148 | 0,0135 |
| 8 | 146,015 | 0,01760 | 0,0151 | 0,0151 |
| 9 | 148,183 | 0,04719 | 0,0127 | 0,0091 |
| 10 | 148,287 | 0,01743 | 0,0142 | 0,0107 |
| 11 | 150,100 | 0,01747 | 0,0146 | 0,0147 |
| 12 | 151,032 | 0,01710 | 0,0124 | 0,0087 |
| 13 | 152,667 | 0,01691 | 0,0115 | 0,0198 |
| 14 | 158,697 | 0,01790 | 0,0185 | 0,0093 |
| 15 | 159,081 | 0,01671 | 0,0109 | 0,0050 |
| 16 | 164,791 | 0,01658 | 0,0105 | 0,0058 |
| 17 | 166,069 | 0,01722 | 0,0143 | 0,0148 |
| 18 | 169,367 | 0,01672 | 0,0116 | 0,0079 |
| 19 | 169,454 | 0,01770 | 0,0180 | 0,0234 |
| 20 | 170,374 | 0,01705 | 0,0135 | 0,0131 |
| 21 | 169,677 | 0,01766 | 0,0177 | 0,0227 |
| 22 | 172,936 | 0,01651 | 0,0107 | 0,0058 |
| 23 | 173,176 | 0,01763 | 0,0178 | 0,0235 |
| 24 | 173,535 | 0,01645 | 0,0104 | 0,0051 |
| 25 | 176,879 | 0,01758 | 0,0177 | 0,0231 |
| 26 | 194,423 | 0,01788 | 0,0220 | 0,0318 |
| 27 | 205,063 | 0,01659 | 0,0129 | 0,0134 |
| 28 | 216,622 | 0,01727 | 0,0185 | 0,0254 |
| 29 | 217,423 | 0,01704 | 0,0167 | 0,0220 |
| 30 | 224,893 | 0,01640 | 0,0128 | 0,0139 |
| 31 | 226,208 | 0,01703 | 0,0173 | 0,0231 |
| 32 | 227,700 | 0,01690 | 0,0164 | 0,0214 |
| 33 | 229,800 | 0,01625 | 0,0122 | 0,0126 |
| 34 | 244,000 | 0,01690 | 0,0174, | 0,0235 |
| 35 | 247182 | 0,01628 | 0,0132 | 0,0153 |
| 36 | 250,745 | 0,01670 | 0,0163 | 0,0214 |
| 37 | 254,865 | 0,01627 | 0,0135 | 0,0144 |
| 38 | 275,446 | 0,01700 | 0,0203 | 0,0283 |
| 39 | 283,433 | 0,04649 | 0,0164 | 0,0218 |
| 40 | 286,327 | 0,01612 | 0,0139 | 0,0172 |
| 41 | 290,374 | 0,01647 | 0,0166 | 0,0244 |
| 42 | 305,172 | 0,01635 | 0,0165 | 0,0218 |

Considerând, pentru conductele de aluminiu, adecvată curba Lamont T3 cu $k_{e\ mediu}$ = 0,0161 mm, legea generală de rezistenţă pentru conductele de aluminiu se poate exprima cu relaţia următoare:

$$\lambda = \frac{0,2149}{\mathrm{Re}^{0,115}(62,118 \cdot D)^{0,129}} \qquad (23.114)$$

Particularizând relaţia pentru diferitele diametre ale aripilor de aspersiune rezultă:

$$\lambda = \frac{0,4384}{\mathrm{Re}^{0,115}} \text{ pentru } D = 101 \text{ mm} \qquad (23.115)$$

$$\lambda = \frac{0,4534}{\mathrm{Re}^{0,115}} \text{ pentru } D = 76 \text{ mm} \qquad (23.116)$$

$$\lambda = \frac{0,4451}{\mathrm{Re}^{0,115}} \text{ pentru } D = 89 \text{ mm} \qquad (23.117)$$

$$\lambda = \frac{0,4282}{\mathrm{Re}^{0,115}} \text{ pentru } D = 125 \text{ mm} \qquad 23.118)$$

În graficul reprezentativ al legii de rezistenţă (v. grafic 23.91) s-au trasat pentru comparaţie şi curbele corespunzătoare formulelor P.C.W. cu $k_m$ = 0,01950 mm – care se situează destul de aproape de curba Lamont T3, curba Hazen-Williams cu C = 146 (valoarea coeficientului C s-a extras din lucrarea lui A. Benami şi M.A. Diskin „Design of Sprinkling Irrigation”, v. 3.1.) şi curba Prandtl-Nikuradze care reprezintă o lege de forma $\lambda = f(\mathrm{Re})$ şi care se îndepărtează cel mai mult de curba ce materializează rezultatele experimentale.

În ceea ce priveşte compararea rezultatelor obţinute în această lucrare cu cele publicate de Gray H., Levine E. şi Bogema [v. 3.5 ], de Olson H.M., de Willardson L.S., Benami A. şi Aldrich. R.A. [v. 5.6], este de remarcat că cercetările lui Willardson conduc, de asemeni, la stabilirea unei curgeri în zona de tranziţie cu un $k_e$ = 0,02 mm.

După determinarea legii de rezistenţă şi reprezentarea grafică a funcţiilor respective, prelucrarea datelor experimentale a urmărit determinarea coeficienţilor de rezistenţă la cuplaj ($\zeta_c$) cu ajutorul relaţiei (23.93); datele obţinute au fost înregistrate în tabelul 23.37, observându-se, ca şi la celelalte conducte studiate, o valoare cvasiconstantă a lui $\zeta_c$ în domeniul de numere Reynolds experimentat.

S-a făcut calculul statistic şi s-au obţinut următoarele date:

- Valoarea medie a erorilor $\delta = -0,0041$

- Eroarea medie $\Delta = 0,01714$

- Eroarea medie pătratică $m = \pm 0,02389$

- Eroarea medie pătratică a mediei aritmetice $M = \pm 0,002478$

Se poate deci considera că valoarea cea mai probabilă a coeficientului de rezistenţă la conductele de aluminiu este:

$$\zeta_c = 0,2349 \pm 0,0025$$

**Tabel 23.37.** Tabel centralizator cuprinzând valorile coeficienţilor $\zeta_c$ pentru conductele de aluminiu cu cuplaj hidraulic tip „Ceahlău” (valori experimentale

| Nr. crt. | $V$ | Re | $\zeta_c$ |
|---|---|---|---|
| 1 | 1,022 | 103,050 | 0,2580 |
| 2 | 1,007 | 105,866 | 0,2580 |
| 3 | 1,0735 | 137,590 | 0,2490 |
| 4 | 1,080 | 129,324 | 0,2030 |
| 5 | 1,097 | 131,848 | 0,2590 |
| 6 | 1,103 | 132,690 | 0,2800 |
| 7 | 1,2012 | 141,405 | 0,2740 |
| 8 | 1,2312 | 157,802 | 0,2190 |
| 9 | 1,2438 | 159,417 | 0,2390 |
| 10 | 1,250 | 111,500 | 0,2380' |
| 11 | 1,299 | 112,795 | 0,2560 |
| 12 | 1,311 | 154,330 | 0,2610 |
| 13 | 1,334 | 170,978 | 0,2330 |
| 14 | 1,358 | 123,298 | 0,2610 |
| 15 | 1,356 | 174,055 | 0,2610 |
| 16 | 1,388 | 140,147 | 0,2206 |
| 17 | 1,510 | 135,000 | 0,2000 |
| 18 | 1,511 | 155,000 | 0,2000 |
| 19 | 1,535 | 160,000 | 0,2500 |
| 20 | 1,539 | 131,980 | 0,2304 |
| 21 | 1,548 | 186,224 | 0,2750 |
| 22 | 1,553 | 160,000 | 0,2500 |
| 23 | 1,585 | 186,586 | 0,2525 |
| 24 | 1,6327 | 209,265 | 0,2206 |
| 25 | 1,640 | 146,500 | 0,2430 |
| 26 | 1,645 | 190,326 | 0,2206 |
| 27 | 1,650 | 170,000 | 0,2180 |
| 28 | 1,650 | 147,075 | 0,2430 |
| 29 | 1,655 | 168,820 | 0,2048 |
| 30 | 1,6555 | 150,289 | 0,2189 |
| 31 | 1,677 | 177,246 | 0,2189 |
| 32 | 1,7489 | 181,859 | 0,2446 |
| 33 | 1,7299 | 203,643 | 0,2400 |
| 34 | 1,731 | 183,140 | 0,2480 |
| 35 | 1,731 | 183,476 | 0,2480 |
| 36 | 1,7454 | 219,047 | 0,2400 |
| 37 | 1,7601 | 152,823 | 0,2663 |
| 38 | 1,8200 | 162,500 | 0,2500 |
| 39 | 1,8200 | 163,217 | 0,2500 |
| 40 | 1,889 | 232,158 | 0,2200 |
| 41 | 1,914 | 230,264 | 0,2410 |
| 42 | 1,9237 | 236,423 | 0,2260 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| 43 | 1,925 | 172,634 | 4,2470 |
| 44 | 1,925 | 173,000 | 0,2,470 |
| 45 | 1,990 | 178,000 | 0,2300 |
| 46 | 1,990 | 178,463 | 0,2300 |
| 47 | 2,00 | 235,440 | 0,2280 |
| 48 | 2,027 | 234,524 | 0,2339 |
| 49 | 2,027 | 165,900 | 0,2339 |
| 50 | 2,050 | 183,000 | 0,2400 |
| 51 | 2,0569 | 247,445 | 0,2350 |
| 52 | 2,0569 | 247447 | 0,224,2 |
| 53 | 2,062 | 237,480 | 0,2330 |
| 54 | 2,067 | 254,095 | 0,2125 |
| 55 | 2,070 | 250,015 | 0,2100 |
| 56 | 2,0785 | 186,712 | 0,2109 |
| 57 | 2,0785 | 224,893 | 0,2409 |
| 58 | 2,1267 | 206,913 | 0,2085 |
| 59 | 2,1267 | 214,371 | 0,2085 |
| 60 | 2,1451 | 194,758 | 0,2129 |
| 61 | 2,278 | 221,670 | 0,2716 |
| 62 | 2,2045 | 247,182 | 0,2348 |
| 63 | 2,285 | 207,447 | 0,2348 |

Urmărind stadiul actual al cercetărilor cu caracter hidraulic cu privire la aripile de aspersiune (cap. III.1) s-a putut observa că conductele de aluminiu cu cuplajele rapide au format obiectul celor mai multe experimentări în ceea ce priveşte coeficienţii de rezistenţă $\lambda$ şi $\zeta_c$ şi că, în acelaşi timp, rezultatele cercetărilor, fiind destul de dispersate, au numai un caracter orientativ; îndeosebi când este vorba de cuplaje de tipuri atât de diferite, nu este posibilă o asimilare a coeficienţilor dintr-o ţară în alta.

Experimentările de la Universitatea Cornell au găsit pentru linia de cuplaje folosite în experimentări (v. tab. 3.2) valori cuprinse între 0,15 şi 0,70, Olson de la 0,04 la 0,185 (v. fig. 3.7).

- Pentru determinarea coeficientului de rezistenţă locală la branşamentele aspersoarelor, au fost prelucrate datele experimentale cu ajutorul relaţiei (23.95), iar valorile obţinute s-au înscris în tabelul nr. 23.38; reprezentarea grafică a funcţiei $\zeta_b = f\left(\frac{Q_a}{q_a}\right)$ este redată de asemeni în graficul 23.76.

Valorile medii ale coeficienţilor $\zeta_b$ (cuprinse între -0,63 până la +0,15) arată că la ultimele 8 aspersoare de pe aripa de aluminiu, apare o creştere a energiei specifice medii pe secţiune.

**Tabel nr. 23.38.** Coeficientul de rezistenţă locală la branşamentele aspersoarelor de pe conductele de aluminiu tip „Ceahlău” (valori experimentale)

| Nr. crt. | $\frac{Q_a}{q_a}$ | $Z_b$ |
|---|---|---|
| 1 | 1,5 | -0,7468 |
| 2 | 1,65 | -0,83189 |
| 3 | 1,765 | -0,69438 |
| 4 | 1,93 | -0,01205 |
| 5 | 2,13 | -0,5994 |
| 6 | 2,20 | -0,5286 |
| 7 | 2,22 | -0,63115 |
| 8 | 2,56 | -0,5628 |
| 9 | 2,74 | -0,42734 |
| 10 | 2,74 | -0,5193 |
| 11 | 3,40 | -0,3758 |
| 12 | 3,23 | -0,4463 |
| 13 | 3,29 | -0,40388 |
| 14 | 3,37 | -0,35095 |
| 15 | 3,39 | -0,33937 |
| 16 | 3,84 | -0,3366 |
| 17 | 4,23 | -0,2332 |
| 16 | 4,4 | -0,2449 |
| 19 | 5,1 | -0,0870 |
| 20 | 5,23 | -0,17726 |
| 21 | 3,58 | -0,097901 |
| 22 | 5,85 | -0,097501 |
| 23 | 6,32 | -0,069636 |
| 24 | 6,86 | -0,12746 |
| 25 | 6,55 | -0,05657 |
| 26 | 7,00 | -0,05238 |
| 27 | 7,51 | -0,09358 |
| 28 | 7,54 | -0,0618 |
| 29 | 7,85 | -0,06162 |
| 30 | 7,98 | -0,04797 |
| 31 | 8,12 | -0,06729 |
| 32 | 8,23 | -0,0475 |
| 33 | 8,74 | +0,054051 |
| 34 | 8,88 | +0,0341 |
| 35 | 8,94 | -0,01642 |
| 36 | 9,27 | -0,057957 |
| 37 | 9,60 | +0,014147 |
| 38 | 10,25 | +0,011061 |
| 39 | 10,61 | +0,07501 |
| 40 | 10,66 | +0,0159218 |

| | | |
|---|---|---|
| 41 | 11/55 | -0,016436 |
| 42 | 11,78 | +0,14185 |
| 43 | 11,90 | +0,07319 |
| 44 | 11,95 | +0,04226 |
| 45 | 12,20 | +0,06172 |
| 46 | 12,25 | +0,16672 |
| 47 | 12,35 | +0,0206 |
| 48 | 12,60 | +0,21104 |
| 49 | 13,40 | +0,123427 |
| 50 | 14,72 | +0,20037 |
| 51 | 16,26 | +0,09102 |
| 52 | 16,88 | +0,1721 |
| 53 | 17,05 | +0,196515 |
| 54 | 17,60 | +0,1386 |
| 55 | 18,39 | +0,1346 |
| 56 | 18,61 | +0,12278 |
| 57 | 19,66 | +0,1751 |
| 58 | 20,1 | +0,16422 |
| 59 | 20,9 | +0,1650 |
| 60 | 22,7 | + 0,1220 |
| 61 | 23.1 | +0,09175 |
| 62 | 25,65 | +0,11424 |
| 63 | 37,0 | +0,07313 |
| 64 | 43.6 | +0,24208 |
| 65 | 49,0 | +0.2652 |

Graficele 3.13.a şi 3.13.b, care dau valorile coeficientului de rezistenţă la cuplaj după experienţele lui A. Benami [v. 3.6], se referă la acele cuplaje care sunt prevăzute cu priză pentru aspersor, dar nu se poate desprinde din ele decât faptul că coeficientul de rezistenţă este funcţie de raportul între debitul prin prelungitorul aspersorului şi cel de acces (deci cel din amonte de aspersor); valorile numerice oscilează între 0 şi 0,7 pentru un tip de cuplaj cu priză şi între 0 şi 0,14 pentru alt tip de cuplaj. Al doilea tip de cuplaj prezintă o valoare maximă apropiată de cea obţinută în lucrarea de faţă pentru $\zeta_{b\ mediu}$, totuşi comparaţia nu este decât aproximativă, nedeţinând indicaţii asupra caracteristicilor tipului de cuplaj folosit.

Datele obţinute experimental au fost confruntate de asemeni cu cele publicate de D.A. Buhr [v. 3.6], care a determinat coeficientul de rezistenţă la branşament ($\zeta_b$) pentru 3 tipuri de cuplaje: A, B, C, întocmindu-se tabelul 23.39.

Pe graficul întocmit de D.A. Buhr s-a trasat şi curba rezultată din datele experimentale obţinute în această lucrare; aceasta din urmă este paralelă cu cea obţinută de D.A. Buhr, pentru conductele de aluminiu de 4” prevăzute cu cuplaj tip B (fig. 23.92).

**Tabel 23.39.** Tabel comparativ privind valorile coeficientului de rezistență la branșamentele aspersoarelor

| Nr. crt. | Poziția aspersor | $\frac{q_a}{Q_{am}}$ | $\zeta_{b\ experim}$ | $\zeta_b$ A.C. D.A. Buhr | $\zeta_b$ B D.A. Buhr | $\zeta_{bB} - \zeta_{exp}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 0,500 | -0,630 | -0,68 | -0,73 | 0,10 |
| 2 | 3 | 0,333 | -0,445 | -0,52 | -0,54 | 0,105 |
| 3 | 4 | 0,250 | -0,300 | -0,40 | -0,40 | 0,100 |
| 4 | 5 | 0,200 | -0,200 | -0,32 | -0,32 | 0,120 |
| 5 | 6 | 0,167 | -0,120 | -0,24 | -0,24 | 0,120 |
| 6 | 7 | 0,143 | -0,060 | -0,20 | -0,20 | 0,140 |
| 7 | 6 | 0,125 | -0,015 | -0,170 | -0,170 | 0,155 |
| 8 | 9 | 0,112 | +0,025 | -0,135 | -0,135 | 0,160 |
| 9 | 10 | 0,100 | +0,065 | -0,120 | -0,120 | 0,185 |
| 10 | 11 | 0,091 | +0,095 | -0,100 | -0,100 | 0,195 |
| 11 | 12 | 0,084 | + 0,115 | -0,080 | -0,080 | 0,195 |
| 12 | 13 | 0,077 | +0,130 | -0,060 | -0,060 | 0,190 |
| 13 | 14 | 0,071 | +0,140 | -0,050 | -0,050 | 0,190 |
| 14 | 15 | 0,067 | +0,145 | -0,040 | -0,040 | 0,195 |
| 15 | 16 | 0,063 | +0,147 | -0,035 | -0,035 | 0,182 |
| 16 | 17 | 0,059 | +0,150 | -0,030 | -0,030 | 0,180 |
| 17 | 18 | 0,056 | +0,150 | -0,020 | -0,020 | 0,170 |
| 18 | 19 | 0,053 | +0,150 | -0,010 | -0,010 | 0,160 |
| 19 | 20 | 0,050 | +0,150 | -0,000 | -0,000 | 0,150 |

Nu se putea obţine o identitate a curbelor ţinând seama de cuplajele diferite folosite la lucrările citate.

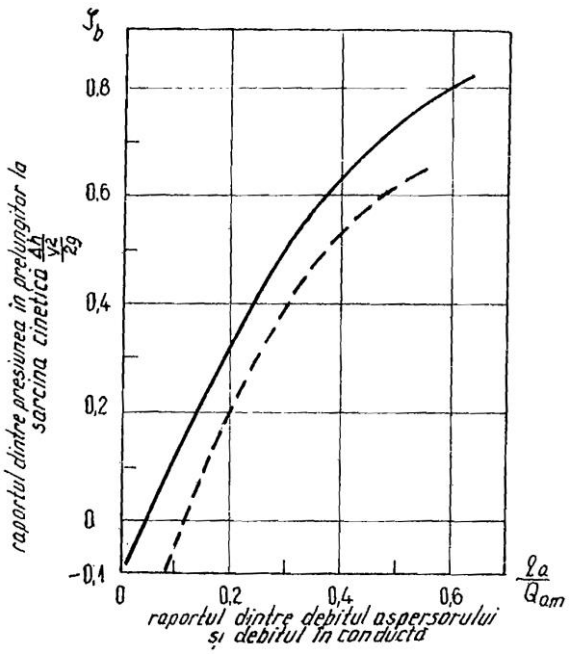



**Fig. 23.92.** Grafic comparativ privind coeficientul de rezistență la branșament; —— după D.A. Buhr; – – – după rezultatele experimentale

**Tabel 23.40.** Tabel cu datele comparative ale pierderilor liniare 100 J' pe conductele de legătură din aluminiu cu cuplajele

| Nr. crt. | $Q_a$ (l/s) | 100 $J'$ Scobey | 100 $J'$ exper. | $\Delta J'$ (%) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 2,524 | 0,157 | 0,155 | -1,3 |
| 2 | 3,155 | 0,259 | 0,236 | -1,3 |
| 3 | 3,765 | 0,339 | 0,335 | -1,2 |
| 4 | 4,416 | 0,449 | 0,440 | -2,0 |
| 5 | 5,047 | 0,584 | 0,549 | -6,4 |
| 6 | 5,678 | 0,731 | 0,675 | -6,3 |
| 7 | 6,309 | 0,893 | 0,815 | -9,6 |
| 8 | 7,571 | 1,263 | 1,180 | -7,0 |
| 9 | 6,883 | 1,693 | 1,590 | -6,5 |
| 10 | 10,090 | 2,182 | 1,850 | -17,9 |
| 11 | 11,360 | 2,729 | 2,210 | -23,5 |
| 12 | 12,620 | 3,333 | 2,690 | -23,9 |
| 13 | 13,880 | 3,996 | 3,280 | -21,8 |
| 14 | 15,140 | 4,713 | 3,880 | -21,5 |
| 15 | 16,400 | 5,488 | 4,580 | -19,8 |
| 16 | 17,670 | 6,316 | 5,150 | -22,6 |
| 17 | 18,930 | 7,203 | 5,990 | -20,3 |
| 18 | 20,190 | 8,142 | 6,800 | -19,7 |
| 19 | 21,450 | 9,137 | 7,910 | -15,5 |
| 20 | 22,710 | 10,180 | 8,720 | -16,7 |
| 21 | 23,970 | 11,290 | 9,680 | -17,0 |
| 22 | 25,240 | 12,440 | 10,900 | -14,1 |
| 23 | 26,500 | 13,650 | 11,800 | -15,7 |
| 24 | 27,760 | 14,570 | 12,950 | -12,5 |

- Prin valorile cunoscute ale lui $\lambda$, $\zeta_c$ şi $\zeta_b$ s-au putut calcula în primul rând pierderile de sarcină pe conductele continui de aluminiu (fără îmbinare prin cuplaje).

100 $J = f(Q,D)$, pentru diametrele de 76, 89, 101 şi 125 mm.

Rezultatele obţinute au fost înscrise în tabelul nr. 23.42, putând fi comparate cu cele rezultate pentru conductele din Pe şi din p.v.c.

În continuare s-au calculat următoarele date:

- Pierderile locale de sarcină datorită cuplajului au fost calculate pentru aceleaşi diametre ale conductelor, indicate anterior, şi sunt prezentate tot în tabelul 23.42 (graficul 23.89).

- Lungimile echivalente corespunzătoare pierderilor locale produse de cuplaje (v. tabelul 23.42) arată că pentru conductele cu $D$ = 101 mm, cuplajele sporesc pierderile pe aripă cu valori cuprinse între 15,9% pentru $Q$ = 2 l/s, până la 23,9% pentru Q = 20 l/s.

- Având pierderea liniară şi cea locală datorată cuplajului hidraulic, s-a putut calcula pierderea liniară unitară $J' = f(\lambda', Q_a)$, în care $\lambda' = f(\lambda, \zeta_c)$ (tabelul 23.42, care pot servi pentru calculul hidraulic al conductelor de legătură).

Datele obţinute pentru conductele de legătură au fost comparate cu cele indicate în literatura de specialitate [5.7] şi s-au redat în tabelul 23.40.

Compararea valorilor 100 $J'$ din tabelul de mai sus arată că pierderile obţinute pe baza datelor experimentale sunt mai mici decât cele recomandate de tabelele din literatură, diferenţele variind între –1,3% până la –23,9%; datele sunt valabile pentru $D$ = 101 mm.

Pentru debitele minime şi maxime ce ar corespunde celor transportate de aripi de aluminiu de 101 mm, diferenţele procentuale sunt cuprinse între –17,9% până la –23,9%.

S-au comparat, de asemeni, datele experimentale cu cele ale diagramei Seppic, recomandate de producţie. Datele extrase sunt redate în tabelul 23.41.

Pe diagrama Seppic s-au reprezentat punctat şi curbele rezultate din datele lucrării de faţă (fig. 23.78), reieşind în toate cazurile pierderi mai mici.

Pentru determinarea pierderilor pe aripile de aspersiune, a fost necesar să se calculeze şi pierderile produse de ramificarea curentului până la prelungitorul aspersorului (v. tabelele 23.22; 23.23; 23.24; 23.25 şi graficele 23.77; 23.78; 23.79; 23.80 pentru diametrele: 76; 89; 101 şi 125 mm).

Observaţia care se poate face în legătură cu pierderile la branşamentele acestor conducte este aceeaşi ca şi în celelalte cazuri: au loc de fapt creşteri de energie specifică în secţiune, sau pierderi foarte mici.

Având elementele necesare calculului pierderilor pe aripă s-a putut aplica formula 5.14; rezultatele obţinute s-au înscris în tabelele23.43, 23.44, 23.45 şi au fost reprezentate în graficele nr. 23.94, 23.95, 23.96: $\frac{\Delta h_m}{q_a^2} = f(n,d)$. S-au luat în calcul aceleaşi distanţe între aspersoare şi acelaşi număr de aspersoare în funcţiune pe aripă ca şi la celelalte materiale, ţinând seama de recomandările producţiei.

În aplicarea relaţiei 23.102, coeficientul de rezistenţă liniară mediu a fost calculat cu ajutorul relaţiei:

$$\lambda_m = \frac{0,01083}{Q^{0,115} D^{0,014}} \qquad (23.119)$$

Valorile lui $\lambda_m$ obţinute pentru diferite diametre şi debite sunt redate în tabelul ce urmează, în care au fost înscrise şi erorile maxime pe aripă pentru gama de debite posibilă a fi folosită.

**Tabel 23.41.** Tabel cu date comparative privind 100 J şi 100 J' aluminiu

| Nr. crt. | $Q_a$ (l/s) | $D$ = 76 mm | | | | | $D$ = 89 mm | | | | | $D$ = 101 mm | | | | | $D$ = 125 mm | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 100 $J$ exp | 100 $J$ exp | $\Delta J$ % | $\Delta J$ % | 100 $J'$ exp | 100 $J$ Seppic | $\Delta J$ % | $\Delta J$ % | 100 $J'$ exp | 100 $J$ Seppic | $\Delta J$ % | $\Delta J$ % | 100 $J'$ exp | 100 $J$ Seppic | $\Delta J$ % | $\Delta J$ % | 100 $J'$ exp | 100 $J$ Seppic | $\Delta J$ % | $\Delta J$ % |
| **1** | **2** | **3** | **4** | **5** | **6** | **7** | **8** | **9** | **10** | **11** | **12** | **13** | **14** | **15** | **16** | **17** | **18** | **19** | **20** | **21** | **22** |
| 1 | 1 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – |
| 2 | 2 | 0,36 | 0,40 | 0,55 | 52,70 | 37,50 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – |
| 3 | 3 | 0,72 | 0,62 | 0,80 | 11,10 | 2,50 | 0,32 | 0,37 | 0,40 | 25 | 8,1 | 0,18 | 0,21 | 0,25 | 38,90 | 19,00 | – | – | – | – | – |
| 4 | 4 | 1,20 | 1,37 | 1,50 | 25,00 | 9,50 | 0,53 | 0,62 | 0,70 | 32,1 | 12,9 | 0,31 | 0,36 | 0,40 | 23,62 | 11,10 | – | – | – | – | – |
| 5 | 5 | 1,76 | 2,01 | 2,10 | 19,30 | 4,00 | 0,79 | 0,80 | 1,20 | 51,9 | 50 | 0,45 | 0,53 | 0,60 | 35,53 | 13,20 | – | – | – | – | – |
| 6 | 6 | 2,39 | 2,76 | 3,00 | 25,50 | 8,70 | 1,08 | 1,26 | 1,49 | 38 | 18,25 | 0,62 | 0,74 | 0,70 | 12,90 | 5,40 | – | – | – | – | – |
| 7 | 7 | 3,11 | 3,61 | 3,60 | 15,80 | 0,28 | 1,39 | 1,65 | 2,00 | 43,9 | 21,20 | 0,81 | 0,96 | 1,00 | 23,40 | 4,17 | – | – | – | – | – |
| 8 | 8 | 3,90 | 4,56 | 5,10 | 30,80 | 11,80 | 1,74 | 2,07 | 2,40 | 38,6 | 51,91 | 1,00 | 1,21 | 1,25 | 25,00 | 3,30 | – | – | – | – | – |
| 9 | 9 | 4,80 | 5,62 | 6,10 | 27,10 | 8,55 | 2,13 | 2,55 | 3,20 | 50,3 | 25,50 | 1,23 | 1,49 | 1,45 | 17,90 | 2,69 | – | – | – | – | – |
| 10 | 10 | 5,82 | 6,84 | 7,30 | 25,40 | 6,72 | 2,56 | 3,08 | 3,90 | 52,4 | 26,60 | 1,47 | 1,79 | 1,75 | 19,00 | 2,24 | 0,54 | 0,08 | 0,60 | 10,10 | 10,75 |
| 11 | 11 | 6,95 | 8,19 | 8,90 | 28,50 | 8,67 | 3,03 | 3,65 | 4,70 | 55,1 | 28,90 | 1,74 | 2,13 | 2,05 | 17,80 | 3,75 | 0,61 | 0,77 | 0,80 | 31,20 | 3,89 |
| 12 | 12 | 8,28 | 9,75 | 10,20 | 23,20 | 4,61 | 3,56 | 4,30 | 5,30 | 48,9 | 23,30 | 2,02 | 2,49 | 2,25 | 9,24 | 9,65 | 0,70 | 0,89 | 0,85 | 21,40 | 4,50 |
| 13 | 13 | 9,71 | 11,44 | 12,30 | 26,70 | 7,50 | 4,13 | 5,00 | 6,10 | 47,8 | 22,00 | 2,33 | 2,88 | 2,70 | 15,90 | 6,60 | 0,81 | 1,03 | 1,00 | 23,50 | 8,94 |
| 14 | 14 | 11,20 | – | – | – | – | 4,79 | 5,80 | 7,20 | 50,3 | 24,20 | 2,69 | 3,32 | 3,10 | 15,25 | 6,60 | 0,92 | 1,18 | 1,10 | 19,5 | 6,78 |
| 15 | 15 | – | – | – | – | – | 5,49 | 6,65 | 8,00 | 45,8 | 20,30 | 3,07 | 3,80 | 3,40 | 10,75 | 10,50 | 1,04 | 1,33 | 1,20 | 15,4 | 9,78 |
| 16 | 16 | – | – | – | – | – | 6,21 | 7,53 | 8,65 | 39,4 | 14,90 | 3,49 | 4,32 | 3,75 | 7,45 | 12,70 | 1,16 | 1,50 | 1,30 | 13,2 | 13,30 |
| 17 | 17 | – | – | – | – | – | 7,01 | 8,50 | 9,80 | 39,8 | 15,30 | 3,94 | 4,88 | 4,20 | 6,60 | 13,90 | 1,31 | 1,69 | 1,45 | 10,7 | 14,20 |
| 18 | 18 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 4,39 | 5,44 | 4,65 | 5,93 | 14,50 | 1,45 | 1,88 | 1,60 | 10,35 | 14,90 |
| 19 | 19 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 4,89 | 6,06 | 5,10 | 4,30 | 15,50 | 161 | 2,09 | 1,80 | 11,80 | 13,90 |
| 20 | 20 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 5,42 | 6,72 | 5,60 | 3,32 | 16,70 | 1,79 | 2,32 | 1,95 | 8,90 | 15,95 |
| 21 | 21 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 3,98 | 7,40 | 6,10 | 2,00 | 17,60 | 1,97 | 2,55 | 2,10 | 6,62 | 17,60 |
| 22 | 22 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 6,56 | 8,13 | 6,60 | 0,61 | 21,30 | 2,16 | 2,80 | 2,40 | 11,10 | 14,30 |
| 23 | 23 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 7,17 | 8,88 | 7,30 | 1,81 | 17,80 | 2,35 | 3,04 | 2,70 | 14,90 | 11,20 |
| 24 | 24 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 7,81 | 9,67 | _7,90 | 1,95 | 18,30 | 2,56 | 3,32 | 2,90 | 13,25 | 12,65 |

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 25 | 25 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 2,78 | 3,60 | 3,00 | 7,90 | 16,65 |
| 26 | 26 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 3,00 | 3,90 | 3,10 | 9,35 | 2,05 |
| 27 | 27 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 3,24 | 4,20 | 3,50 | 8,03 | 16,60 |
| 28 | 28 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 3,49 | 4,53 | 3,70 | 6,02 | 18,30 |
| 29 | 29 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 3,73 | 4,85 | 3,80 | 1,86 | 21,60 |
| 30 | 30 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 3,99 | 5,19 | 4,20 | 5,27 | 19,05 |
| 31 | 31 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 4,27 | 5,54 | 4,40 | 3,04 | 20,60 |
| 32 | 32 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 4,55 | 5,91 | 4,65 | 2,20 | 21,30 |
| 33 | 33 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 4,84 | 6,28 | 5,10 | 5,38 | 18,80 |

**Tabel 23.42.** Tabel cuprinzând caracteristicile hidraulice pentru conductele de aluminiu

| Nr. crt. | $Q_a$ (l/s) | $Q_a$ ($m^3$/h) | $D$ = 76 mm | | | | . $D$ = 89 mm | | | | $D$ = 101 mm | | | | $D$ = 125 mm | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 100 $J$ (m/ 100 m) | $\Delta h_c$ (mCA) | $l_c$ (m) | 100 $J'$ (m/ 100 m) | 100 $J$ (m/ 100 m) | $\Delta h_c$ (mCA) | $l_c$ (m) | 100 $J'$ (m/ 100 m) | 100 $J$ (m/ 100 m) | $\Delta h_c$ (mCA) | $l_c$ (m) | 100 $J'$ (m/ 100 m) | 100 $J$ (m/ 100 m) | $\Delta h_c$ (mCA) | $l_c$ (m) | 100 $J'$ (m/ 100 m) |
| **1** | **2** | **3** | **4** | **5** | **6** | **7** | **8** | **9** | **10** | **11** | **12** | **13** | **14** | **15** | **16** | **17** | **18** | **19** |
| 1 | 1 | 3,6 | – | 0,00061 | – | – | – | 0,00031 | – | – | – | 0,00049 | – | – | – | – | – | – |
| 2 | 2 | 7,2 | 0,3384 | 0,80246 | 0,6670 | 0,3994 | – | 0,00144 | – | – | – | 0,00078 | – | – | – | – | – | – |
| 3 | 3 | 10,8 | 0,7242 | 0,00552 | 0,7622 | 0,8162 | 0,3218 | 0,00279 | 0,8676 | 0,3675 | 0,18370 | 0,00175 | 0,9526 | 0,2129 | – | – | – | – |
| 4 | 4 | 14,4 | 1,2039 | 0,00982 | 0,8137 | 1,3675 | 0,5327 | 0,00495 | 0,9294 | 0,8152 | 0,30542 | 0,00311 | 1,0183 | 0,3573 | – | – | – | – |
| 5 | 5 | 18,0 | 1,7591 | 0,0153 | 0,8698 | 2,0141 | 0,78602 | 0,00774 | 0,9821 | 0,8009 | 0,45242 | 0,00485 | 1,0720 | 0,5333 | – | – | – | – |
| 6 | 6 | 21,6 | 2,3932 | 0,0221 | 0,9227 | 2,7635 | 1,0761 | 0,01144 | 1,0352 | 1,2618 | 0,62174 | 0,00699 | 1,1243 | 0,7382 | – | – | – | – |
| 7 | 7 | 25,2 | 3,1065 | 0,0301 | 0,9689 | 3,6081 | 1,3922 | 0,01317 | 1,0896 | 1,6450 | 1,60577 | 0,00952 | 1,1845 | 0,3644 | – | – | – | – |
| 8 | 8 | 28,8 | 3,9014 | 0,0393 | 1,0073 | 4,3364 | 1,7427 | 0,01981 | 1,1367 | 2,0729 | 1,00484 | 0,0124 | 1,2340 | 1,2113 | – | – | – | – |
| 9 | 9 | 32,6 | 4,7966 | 0,0497 | 1,0362 | 3,6249 | 2,1337 | 0,02507 | 1,4473 | 2,3513 | 1,23159 | 0,0157 | 1,2748 | 1,4932 | – | – | – | – |
| 10 | 10 | 36,0 | 3,8173 | 0,0614 | 1,0551 | 6,8406 | 2,3601 | 0,03095 | 1,2089 | 3,0753 | 1,47090 | 0,0194 | 1,3189 | 1,7942 | 0,5442 | 0,00795 | 1,4609 | 0,6767 |
| 11 | 11 | 39,6 | 6,9546 | 0,0743 | 1,0684 | 8,1929 | 3,0261 | 0,03745, | 1,2376 | 3,6502 | 1,73979 | 0,0235 | 1,3507 | 2,1344 | 0,6061 | 0,00962 | 1,5872 | 0,7664 |
| 12 | 12 | 43,2 | 8,2766 | 0,0884 | 1,0664 | 9,7499 | 3,3387 | 0,04457 | 1,2524 | 4,3015 | 1,02290 | 0,0280 | 1,3842 | 2,4895 | 0,7018 | 0,0115 | 1,6386 | 0,8935 |

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 13 | 13 | 46,8 | 9,7135 | 0,1037 | 1,0676 | 11,4418 | 4,1266 | 0,05231 | 12676 | 4,9364 | 2,33219 | 0,0328 | 1,4064 | 2,8788 | 0,8053 | 0,0134 | 1,6640 | 1,0286 |
| 14 | 14 | 514 | 11,1970 | 0,1203 | 1,0744 | 13,2019 | 4,7858 | 0,06067 | 1,2677 | 5,7969 | 2,68860 | 0,0384 | 1,4174 | 3,3236 | 0,9181 | 0,0156 | 1,6992 | 1,1781 |
| 15 | 15 | 54,0 | 12,8537 | 0,1381 | 1,0744 | 13,1553 | 5,4939 | 0,16964 | 1,2676 | 6,6545 | 3,06781 | 0,0437 | 1,4245 | 3,7961 | 1,0356 | 0,0179 | 1,7285 | 1,3339 |
| 16 | 16 | 57,6 | 44,6239 | 0,1571 | 1,0743 | 17,2421 | 6,2130 | 0,07924 | 1,2734 | 7,5336 | 3,49049 | 0,0497 | 1,4239 | 4,3188 | 1,1644 | 0,0204 | 1,7520 | 1,5044 |
| 17 | 17 | 61,2 | 16,5099 | 0,1774 | 1,0745 | 43,4664 | 7,0139 | 0,08945 | 1,2753 | 8,5047 | 3,94043 | 0,0561 | 1,4237 | 4,8754 | 1,3067 | 0,0230 | 1,7602 | 1,6900 |
| 18 | 18 | 64,8 | 18,5094 | 0,1989 | 1,0703 | 21,8243 | 7,8633 | 0,10028 | 1,2753 | 9,5346 | 4,39087 | 0,0629 | 1,4325 | 5,4392 | 1,4473 | 0,0258 | 1,7826 | 1,8773 |
| 19 | 19 | 68,4 | 21,6232 | 0,2216 | 1,0745 | 24,3164 | 8,7613 | 0,14174 | 1,2754 | 10,6236 | 4,8923 | 0,0704 | 1,4329 | 6,0606 | 1,6127 | 0,0287 | 1,7796 | 2,0910 |
| 20 | 20 | 72,0 | 22,8511 | 0,2453 | 1,0743 | 26,9426 | 9,7078 | 0,12380 | 1,2733 | 11,7711 | 5,4208 | 0,0777 | 1,4334 | 6,7157 | 1,7870 | 0,0318 | 17795 | 2,3170 |
| 21 | 21 | 75,6 | 25,1934 | 0,2707 | 1,0745 | 29,7049 | 11,7029 | 0,13630 | 1,2723 | 12,9778 | 5,9765 | 0,0856 | 1,4323 | 7,4031 | 1,9701 | 0,0351 | 1,7846 | 2,5534 |
| 22 | 22 | 79,2 | 27,6499 | 0,2971 | 1,0743 | 32,6014 | 11,7465 | 0,14981 | 1,2754 | 14,2432 | 6,5592 | 0,0940 | 1,4334 | 8,1258 | 2,1622 | 0,0385 | 1,7806 | 2,8038 |
| 23 | 23 | 82,8 | 30,2206 | 0,3247 | 1,0744 | 33,6321 | 12,8386 | 0,16370 | 1,2751 | 15,5668 | 7,1690 | 0,1027 | 1,4326 | 8,8806 | 2,3489 | 0,0413 | 1,7853 | 3,0372 |
| 24 | 24 | 86,4 | 32,9056 | 0,3536 | 1,0746 | 38,7987 | 13,8579 | 0,17673 | 1,2753 | 16,8033 | 7,8059 | 0,1119 | 1,4335 | 9,6708 | 2,3576 | 0,0458 | 1,7907 | 3,3209 |
| 25 | 25 | 90,0 | 33,7049 | 03836 | 1,0744 | 42,0980 | 15,0665 | 0,19345 | 1,2838 | 18,2925 | 8,4700 | 0,4244 | 1,4333 | 11,4933 | 2,7752 | 0,0497 | 1,7907 | 3,6035 |
| 26 | 26 | 93,6 | 38,6184 | 0,4149 | 1,0744 | 45,3331: | 16,4062 | 0,20923 | 1,2733 | 19,8932 | 9,1612 | 0,1313 | 4,4332 | 11,3494 | 3,0016 | 0,0538 | 1,7924 | 3,8982 |
| 27 | 27 | 97,2 | 41,6462 | 0,4475 | 1,0745 | 49,1042 | 17,6925 | 0,22564 | 1,2753 | 21,4530 | 9,8795 | 0,1446 | 1,4286 | 12,2394 | 3,2370 | 0,0580 | 1,7916 | 4,2036 |
| 28 | 28 | 100,6 | 44,7882 | 0,4812 | 1,0744 | 52,8079 | 19,0273 | 0,24266 | 1,2753 | 23,0715 | 10,6248 | 0,1523 | 1,4334 | 13,1630 | 3,4884 | 0,0623 | 1,7859 | 4,5267 |
| 29 | 29 | 104,4 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 3,7343 | 0,0669 | 1,7945 | 4,8493 |
| 30 | 30 | 108,0 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 3,9963 | 0,0716 | 1,7917 | 5,1896 |
| 31 | 31 | 111,6 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 4,2671 | 0,0764 | 1,7904 | 5,5404 |
| 32 | 32 | 115,2 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 4,5469 | 0,0815 | 1,7924 | 5,9052 |
| 33 | 33 | 118,6 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 4,8355 | 0,0866 | 1,7909 | 6,2788 |
| 34 | 34 | 122,4 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 5,1330 | 0,0919 | 1,7904 | 6,5646 |
| 35 | 35 | 126,0 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 5,4394 | 0,0974 | 1,7906 | 7,0627 |
| 36 | 36 | 129,6 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 5,7546 | 0,4034 | 1,7916 | 7,4729 |
| 37 | 37 | 133,2 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 6,0788 | 0,4089 | 1,7915 | 7,8937 |
| 36 | 38 | 136,8 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 6,4118 | 0,4148 | 1,7904 | 8,3251 |
| 39 | 39 | 140,4 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | 6,7337 | 0,4240 | 1,7916 | 8,7703 |

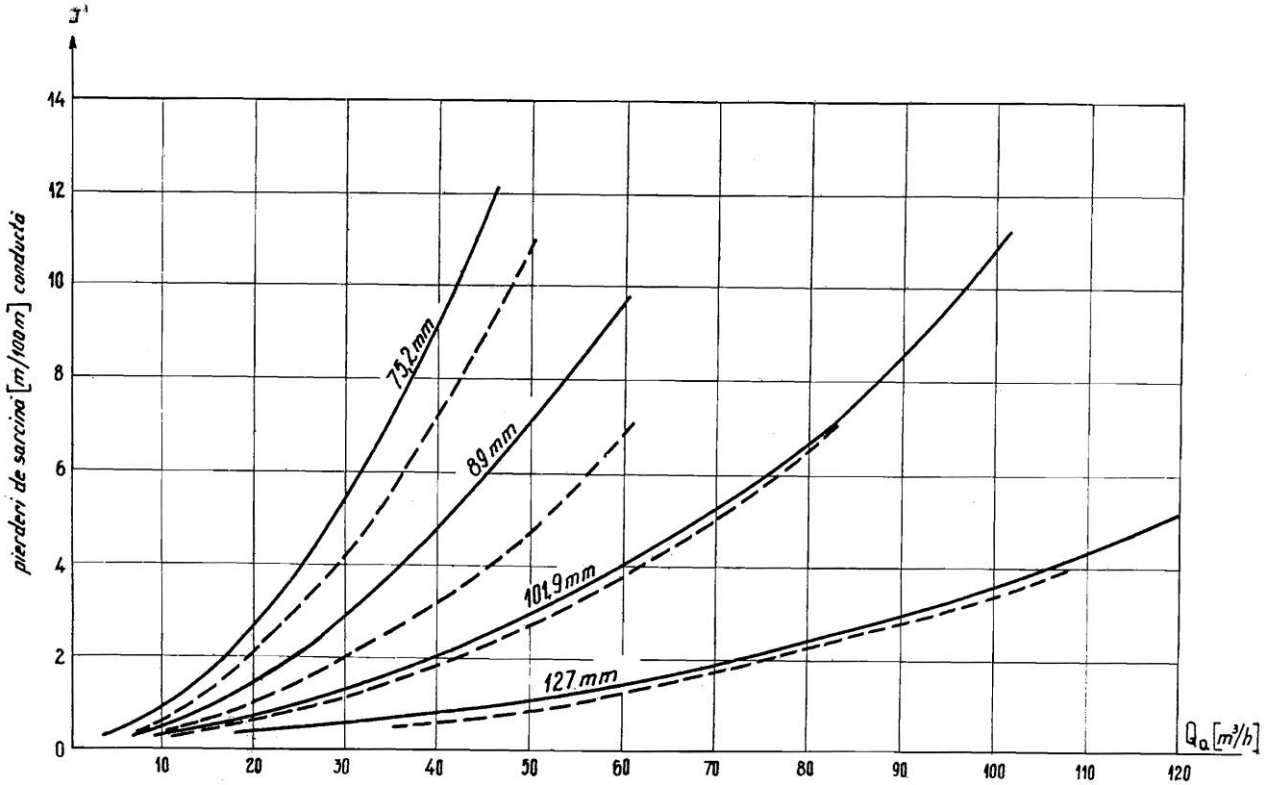



**Fig. 23.93.** Diagrama pierderilor de sarcină în conductele de aluminiu; —— după Seppic; – – – după rezultatele experimentale

**Tabel 23.43.** Tabel cuprinzând pierderile de sarcină $\frac{\Delta h}{q_a^2}$ pe aripi de aspersiune din aluminiu Ø 76 mm pentru diverse distanţe *d* dintre aspersoare

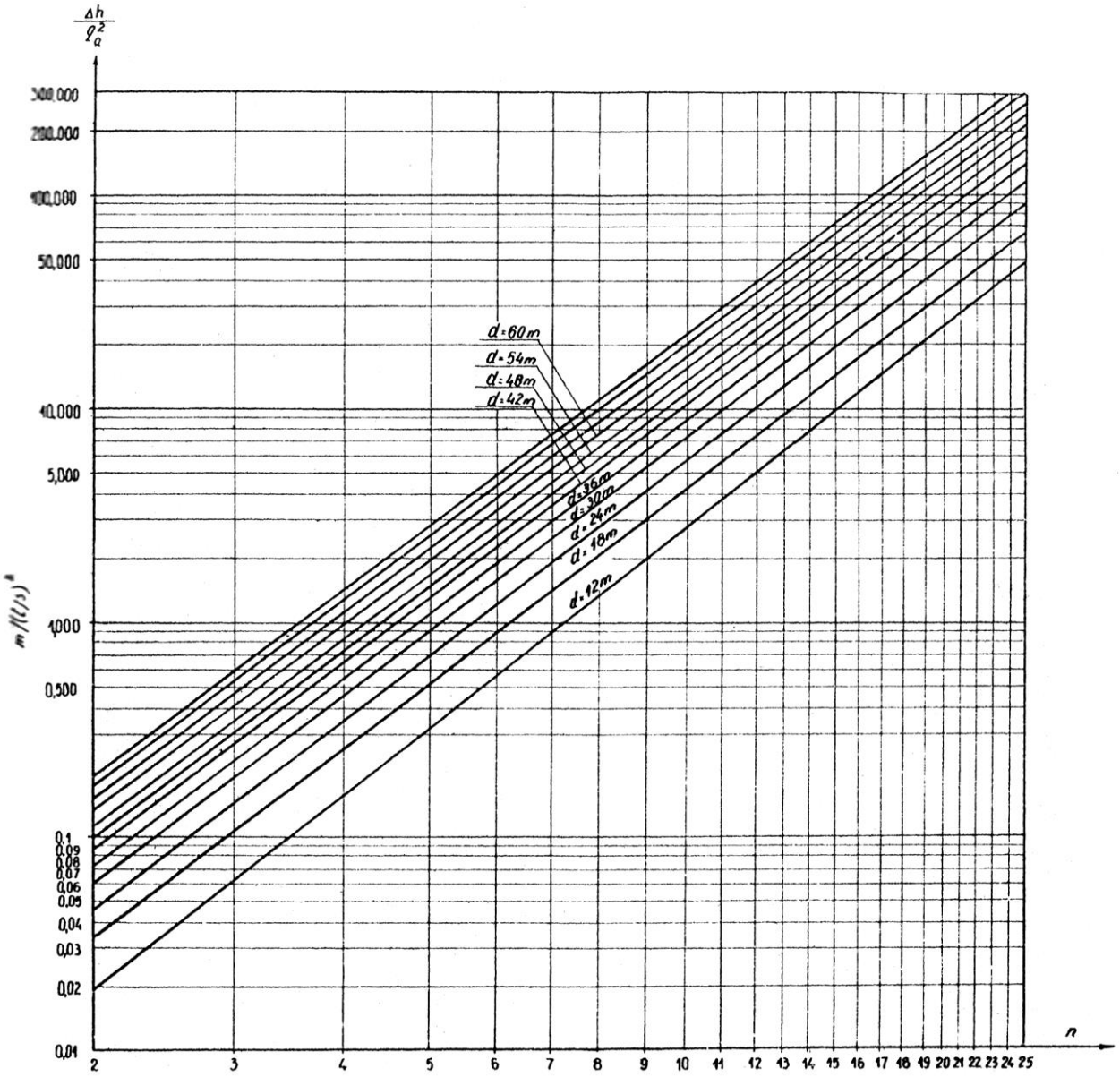
| Nr. crt. | nr. asp. | distanţa între aspersoare d (m) | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 12 | 18 | 24 | 30 | 36 | 42 | 48 | 54 | 60 | 72 | 84 | 96 |
| 1 | 2 | 0,01855 | 0,031809 | 0,045098 | 0,05836 | 0,070,56 | 0,08491 | 0,09821 | 0,11147 | 0,12473 | 0,151 | 0,01778 | 0,1567 |
| 2 | 5 | 0,31497 | 0,50525 | 0,69547 | 0,88575 | 1,06059 | 1,26625 | 1,45656 | 1,64675 | 1,837037 | 2,217 | 2,6002 | 2,8687 |
| 3 | 10 | 2,72822 | 4,21076 | 5,69252 | 7,17507 | 8,53720 | 1013935 | 11,62192 | 13,103645 | 14,58616 | 17,548 | 20,5127 | 22,6307 |
| 4 | 15 | 9,55594 | 14,54797 | 19,53718 | 24,52920 | 29,11571 | 34,51022 | 39,50246 | 44,491708 | 49,48372 | 59,4586 | 69,4392 | 76,0822 |
| 5 | 20 | 22,90647 | 34,72267 | 46,53229 | 58,4852 | 69,20487 | 81,97435 | 93,79055 | 105,60015 | 117,41637 | 141,622 | 164,6514 | 179,80103 |
| 6 | 25 | 44,91797 | 67,38838 | 91,04584 | 114,11623 | 135,31263 | 160,24410 | 183,31448 | 206,37197 | 229,44235 | 275,540 | 321,6656 | 350,3551 |

**Tabel 23.44.** Tabel cuprinzând pierderile de sarcină $\frac{\Delta h}{q_a^2}$ pe aripi de aspersiune din aluminiu Ø 89 mm pentru diverse distanţe *d* dintre aspersoare

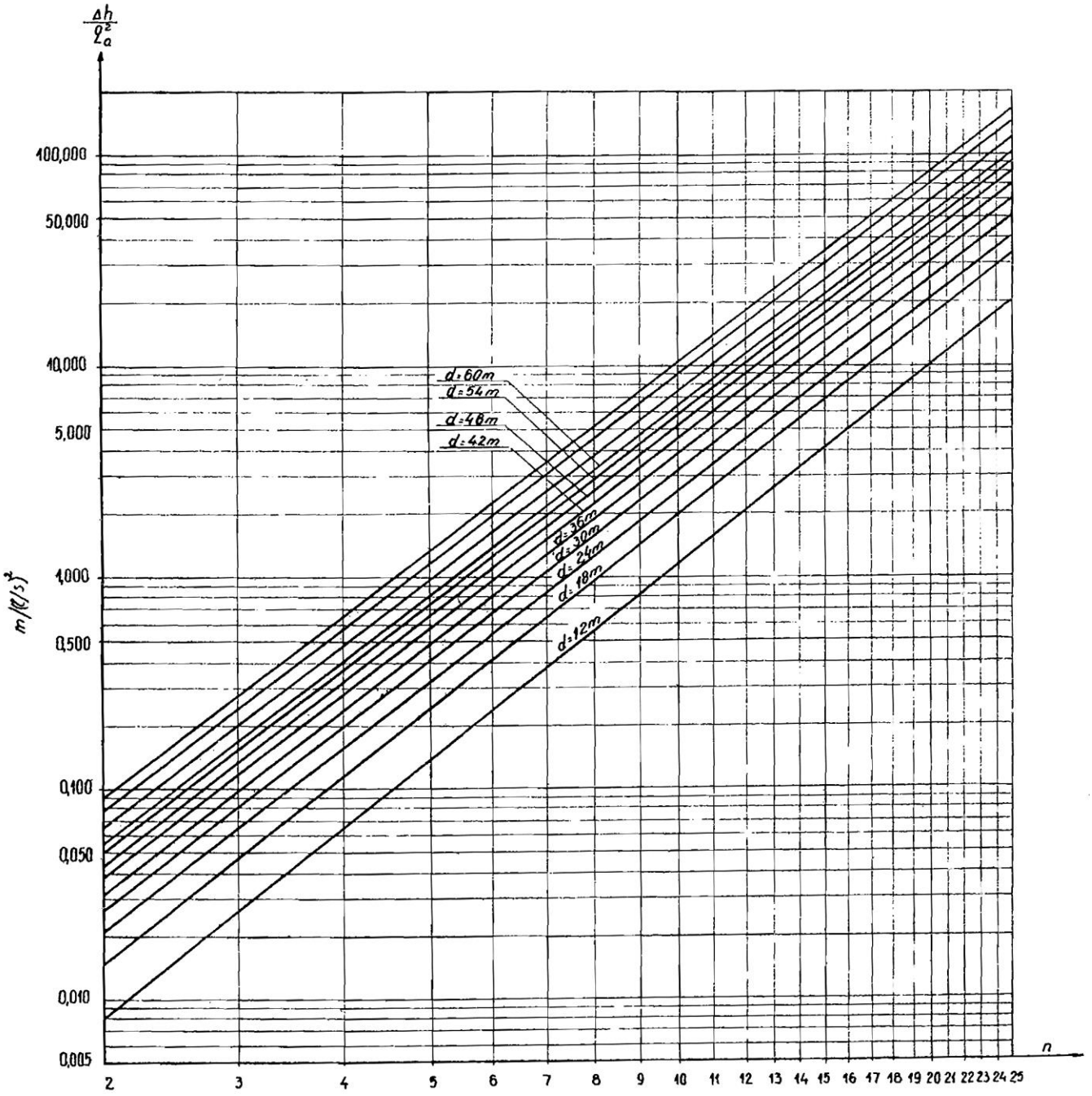
| Nr. crt. | nr. asp. | distanţa între aspersoare d (m) | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 12 | 18 | 24 | 30 | 36 | 42 | 48 | 54 | 60 | 72 | 84 | 96 |
| 1 | 2 | 0,007923 | 0,01364 | 0,020144 | 0,012405 | 0,03156 | 0,03751 | 0,0435 | 0,04946 | 0,05542 | 0,06736 | 0,07965 | 0,09122 |
| 2 | 5 | 0.136246 | 0,22179 | 0,30727 | 0,35946 | 0,478441 | 0,56394 | 0,64948 | 0,73503 | 0,82057 | 0,9917 | 1,1545 | 1,3338 |
| 3 | 10 | 1,20732 | 1,87374 | 2,33971 | 3,20658 | 3.872994 | 4,53942 | 5,20583 | 5,87226 | 6,53869 | 7,8716 | 9,2442 | 10,537 |
| 4 | 15 | 4,26175 | 6,50491 | 8,74816 | 10,93594 | 13,23754 | 15,48148 | 17,72544 | 19,96938 | 21.96670 | 26,7013 | 31,3231 | 35.7261 |
| 5 | 20 | 10,24045 | 15,55192 | 20.85486 | 26.17486 | 31,48633 | 36,7978 | 42,10927 | 47,42096 | 51,84211 | 63,3355 | 74,2952 | 84.600 |
| 6 | 25 | 20,09727 | 30.46757 | 40,83099 | 51,20421 | 61.5784 | 71,94875 | 82,31905 | 92,5575 | 101,11632 | 123,801 | 145,159 | 165,279 |

**Tabel 23.45.** Tabel cuprinzând pierderile de sarcină $\frac{\Delta h}{q_a^2}$ pe aripi de aspersiune din aluminiu Ø 101 mm pentru diverse distanţe *d* dintre aspersoare

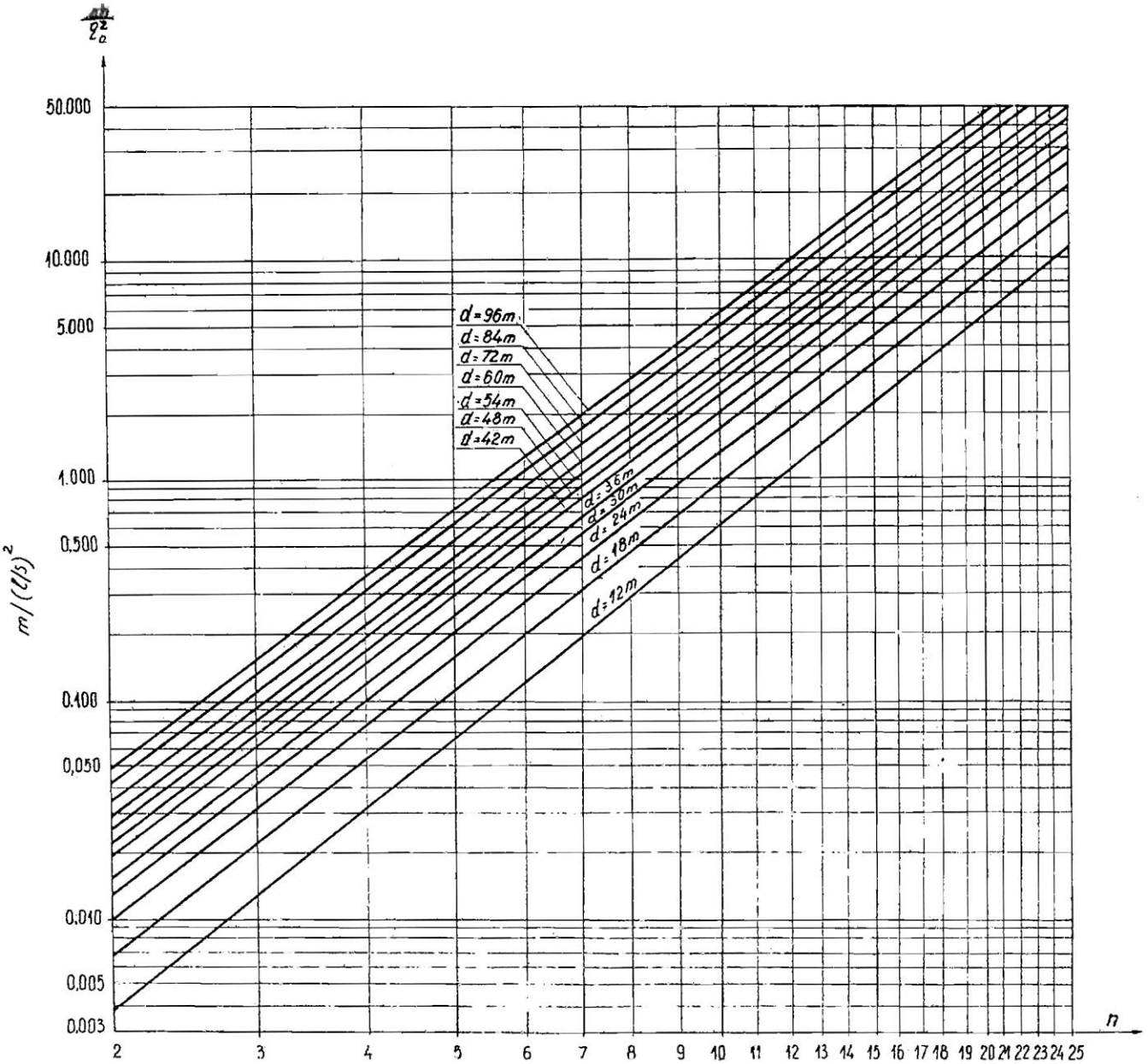
| Nr. crt. | nr. asp. | distanţa între aspersoare d (m) | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 12 | 18 | 24 | 30 | 36 | 42 | 48 | 54 | 60 | 72 | 84 | 96 |
| 1 | 2 | 0,003797 | 0,006981 | 0,010081 | 0,04334 | 0,01652 | 0,04974 | 0,02265 | 0,026068 | 0,02925 | 0,0357 | 0,04497 | 0,0483 |
| 2 | 5 | 0,070160 | 0,145797 | 0,161369 | 0,287002 | 0,2526 | 0,29818 | 0,3404 | 0,3984 | 0,43514 | 0,5262 | 0,6474 | 0,7086 |
| 3 | 10 | 0,634609 | 0,990253 | 1,272183 | 1,70074 | 2,0554 | 2,4140 | 2,7396 | 3,4215 | 3,4768 | 4,18733 | 4,8988 | 5,6082 |
| 4 | 15 | 2,255285 | 3,452459 | 4,64784 | 5,84501 | 7,0324 | 8,2367 | 9,3433 | 1,0629 | 44,8254 | 44,248 | 46,6404 | 19,0023 |
| 5 | 20 | 5,430446 | 8,264184 | t4,09368 | 13,92741 | 46,7377 | 19,5885 | 22,0839 | 25,2517 | 28,0834 | 33,746 | 39,4092 | 45,0550 |
| 6 | 25 | 10,66498 | 15,61171 | 21,72208 | 28,04976 | 32,7424 | 38,3077 | 43,4225 | 49,36478 | 54,90406 | 65,950 | 77,0062 | 88,060 |




**Grafic 23.94.** Grafic pentru determinarea pierderilor de sarcină pe aripile de aspersiune din aluminiu Ø 76 mm, echipate cu aspersoare; *n* – numărul de aspersoare; $q_a$ – debitul aspersorului (l/s); *d* – distanţa dintre aspersoare (m); $\Delta h$ – pierderile de sarcină (m)




**Grafic 23.95.** Grafic pentru determinarea pierderilor de sarcină pe aripile de aspersiune din aluminiu Ø 89 mm, echipate cu aspersoare; $n$ – numărul de aspersoare; $q_a$ – debitul aspersorului (l/s); $d$ – distanţa dintre aspersoare (m); $\Delta h$ – pierderile de sarcină (m)




**Grafic 23.96.** Grafic pentru determinarea pierderilor de sarcină pe aripile de aspersiune din aluminiu Ø 101 mm, echipate cu aspersoare; $n$ – numărul de aspersoare; $q_a$ – debitul aspersorului (l/s); $d$ – distanţa dintre aspersoare (m); $\Delta h$ – pierderile de sarcină (m)

Tabel cu valorile lui $\lambda_m$ pentru conductele de aluminiu

| $D$ (mm) | $Q_{max}$ $Q_{min}$ (l/s) | $\lambda_{mediu\ minim}$ $\lambda_{mediu\ maxim}$ | $\lambda_m$ | ε (%) | $\varepsilon' = \varepsilon \frac{1}{l_c}$ (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| 101 | 16,6<br>10,6 | 0,018<br>0,019 | 0,01850 | ±2,77 | ±2,28 |
| 89 | 12,9<br>8,7 | 0,01847<br>0,01933 | 0,01890 | ±2,33 | ±1,92 |
| 76 | 9,6<br>6,3 | 0,01916<br>0,02011 | 0,01963 | ±2,48 | ±2,02 |

ε reprezintă eroarea corectată în funcţie de pierderea introdusă la cuplaj, pe conductele de aluminiu.

După ce s-au calculat pierderile pe aripile de aspersiune din aluminiu, au fost trasate graficele 5.15 a, b, c, care pot fi folosite în proiectare, pentru determinarea rapidă a pierderilor.

În S.U.A. se recomandă pentru calculul pierderilor pe aripă folosirea formulei Scobey în care se introduce un factor $F$ a cărui valoare este în funcţie de numărul aspersoarelor pe aripă (metoda Christiansen, formula 3.1).

Pentru a putea compara rezultatele obţinute în această lucrare cu cele determinate după metoda Christiansen, s-au calculat în prealabil coeficienţii $K_s$ şi $F$ după indicaţiile bibliografiei de specialitate [v. 5.6, p.11-35, şi 11.36], apoi s-au calculat pentru exemplificare pierderile pe a.a., pentru 5, 10, 15, 20 şi 25 aspersoare pe aripă, întocmindu-se tabelul 23.46 cu rezultatele obţinute:

**Tabel 23.46.** Tabel cu pierderile totale pe aripile de aluminiu după metoda Christiansen şi după datele experimentale

| Nr. crt. | Nr. asp. | $\Delta h$ (mCA) Christiansen | $\Delta h$ (mCA) experim. | $100\frac{\Delta h_{experim} - \Delta h_{Ch}}{\Delta h_{Ch}}$ |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 5 | 0,104 | 0,0722 | -30,9 |
| 2 | 10 | 0,776 | 0,6181 | -25,5 |
| 3 | 15 | 2,524 | 2,15601 | -17,1 |
| 4 | 20 | 5,714 | 5,1577 | -10,8 |
| 5 | 25 | 10,882 | 9,7434 | -11,7 |

Este de adăugat că datele din tabel au fost calculate pentru aspersorul A.S.J.-1 cu duza de 7 mm şi presiunea de regim 3 at ($q_a$ = 0,791 l/s).

Pentru distanţa dintre aspersoare $d$ = 18 m şi nr. de aspersoare 2, 5, 10, 15, 20, 25, rezultatele obţinute au fost oomparate cu cele din tabelele recomandate pentru proiectare şi cu cele prezentate recent de I.S.C.I.F.G.A. „Stabilirea indicilor necesari proiectării irigaţiei prin aspersiune" [5.8 ] şi s-au trecut în tabelul 23.47.

**Tabel 23.47.** Pierderile de sarcină pe aripile de aspersiune de aluminiu cu $D$ = 101 mm; $q_a$ = 0,8 l/s; $d$ = 18 m.

| Nr. crt. | $\Delta h_{exp}$ | $h_{prod}$ | $h_{ISCIFGA}$ | ε (%) exp-prod | ε (%) exp-ISCIFGA |
|---|---|---|---|---|---|
| 2 | 0,000438 | 0,01 | 0,003 | - | - |
| 5 | 0,072456 | 0,09 | 0,077 | -2,43 | -6,94 |
| I0 | 0,6186307 | 0,71 | 0,622 | -14,6 | -1,46 |
| 15 | 2,160230 | 2,32 | 1,860 | -7,40 | -13,80 |
| 20 | 5,170910 | 5,32 | - | -2,92 | - |
| 25 | 9,768240 | - | - | - | - |

Rezultă deci din studiul întreprins pierderi de sarcină cu 2,45% până la 14,6% mai mici faţă de tabelele citate.

### 23.4.2.5. Rezultatele obţinute pentru conductele din tablă de oţel

Conductele din tablă de oţel au format iniţial singurul tip folosit în alcătuirea aripilor de aspersiune; confecţionate din tablă subţire de oţel, de 0,8-1,5 mm grosime, cu sudură longitudinală, protejate la interior şi exterior prin zincare la cald, aceste conducte au format aşa-numitele aripi de aspersiune Târgovişte, având încă o răspândire destul de mare în practica irigaţiei prin aspersiune.

Cerinţele majore ale economiei naţionale cu privire la folosirea materialelor feroase, ca şi randamentul scăzut al udărilor datorită greutăţii conductelor, au impus şi impun înlocuirea aripilor de aspersiune Târgovişte; totuşi studiile asupra acestora sunt necesare în vederea îmbunătăţirii schemelor existente.

Deşi conductele folosite în experimentări au fost selecţionate în vederea asigurării condiţiilor de studiu, totuşi din motivele expuse la începutul acestui capitol (v. 23.4.2.1) s-a determinat o valoare medie a coeficientului de rezistenţă λ' pe întreaga aripă.

Având înregistrările din caietele de observaţii: pierderea de presiune $\Delta h$, viteza medie $V$, diametrul mediu interior $D$ şi distanţa dintre prizele de măsură $l$, s-a putut folosi relaţia:

$$\lambda' = \Delta h \frac{\frac{D}{l}}{\frac{V^2}{2g}} \qquad (23.120)$$

S-a urmărit în continuare să se stabilească zona de curgere prin acelaşi procedeu folosit în cazul conductelor de aluminiu şi de p.v.c. pentru determinarea coeficienţilor de rugozitate echivalentă s-au folosit formulele P.C.W. şi Lamont T3.

După relaţia P.C.W., $k_0$ are valori cuprinse între 0,178 mm până la 0,1203 mm, iar după Lamont T3, $k_e$ = (0,1777-0,0516) mm.

Materializând punctele experimentale într-un grafic de coordonate λ şi Re rezultă că reprezentarea grafică a curbei P.C.W. acoperă în cea mai mare măsura punctele experimentale obţinute.

Prelucrarea statistică a datelor obţinute pentru rugozităţile echivalente după formula P.C.W. a condus la stabilirea valorii cele mai probabile a lui $K_e$ pentru conductele din tablă de oţel:

$k_e$ = (0,144 ± 0,0028) mm

După relaţia Lamont T3, valoarea cea mai probabilă este:

$k_e$ = (0,119 ± 0,0021) mm

Valorile coeficienţilor de rezistenţă λ' – rezultate din prelucrarea datelor experimentale – ale rugozităţilor echivalente obţinute din cele două formule – Lamont T3 şi P.C.W. – şi ale numerelor Re corespunzătoare, au fost înscrise în tabelul 23.48, iar reprezentarea grafică a funcţiilor $\lambda' = f\left(\mathrm{Re}, \frac{k}{D}\right)$ este ilustrată în graficul 23.97.

Pentru comparaţie, s-a reprezentat grafic şi curba obţinută de G. Gujgulov şi O. Petrov [v. 3.11], care pentru conductele instalaţiilor de aspersiune produse de Uzina Sila, oraşul Iambol, au obţinut valori mult mai ridicate ale coeficientului de rezistenţă; se desprinde din graficul 23.97 că prin experimentările întreprinse a rezultat λ' cuprins între 0,022 şi 0,028, iar după cercetătorii bulgari între 0,025 şi 0,038.

Ca şi în cazul conductelor P.V.C. şi Al, regimul de curgere este tranziţional, însă evident cu valori mult mai mari ale coeficientului de rugozitate echivalentă (pentru aluminiu $k_e$ = 0,0161 mm, iar pentru tablă de oţel $k_e$ = 0,119 mm). Cercetătorii bulgari [v. 3.11] au găsit că în aripile de aspersiune formate din conducte de oţel zincate, curgerea se produce în zone de tranziţie, menţionând că datorită rugozităţii medii absolute mai mari, tuburile din producţia Uzinei „Sila" dau o pierdere mai mare de sarcină şi sunt situate deasupra tuburilor produse de „Perot" (R.F.G.). Desigur că la astfel de tuburi are mare importanţă îmbunătăţirea tehnologiei zincării.

Ţinând seama de valoarea obţinută pentru $k_e$, relaţia de calcul pentru conductele din tablă de oţel, cu cuplaj mecanic, pentru $D$ = 101 mm este următoarea:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda'}} = -2\lg\left[\frac{2{,}51}{\mathrm{Re}\sqrt{\lambda}} + \frac{0{,}144}{3{,}71D}\right] \qquad (23.121)$$

S-au determinat apoi coeficienţii de rezistentă locală $\zeta_b$ pentru două din branşamentele experimentate, iar rezultatele se prezintă în tabelele 23.50 şi 23.51 şi graficul 23.98; valorile medii ale lui $\zeta_b$ arată că pentru ultimele 10 aspersoare apare la branşamente o creştere a energiei specifice medii pe secţiune.

**Tabel 23.48.** Tabel cuprinzând valorile rugozităţii echivalente *k* pentru conductele de tablă de oţel calculate din formulele Prandtl – Colebrook – White şi Lamont

| Nr. crt. | Re | λ | Rugozităţi echivalente *k* (mm) P.C.W. | Rugozităţi echivalente *k* (mm) Lamont |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 45,752 | 0,02525 | 0,01379 | 0,0901 |
| 2 | 49,857 | 0,02574 | 0,01673 | 0,1153 |
| 3 | 53,858 | 0,02562 | 0,01701 | 0,1167 |
| 4 | 55,768 | 0,02582 | 0,01680 | 0,1297 |
| 5 | 59,106 | 0,02528 | 0,01676 | 0,1193 |
| 6 | 61,993 | 0,02526 | 0,01745 | 0,1162 |
| 7 | 66,612 | 0,02526 | 0,04780 | 0,1259 |
| 8 | 68726 | 0,02487 | 0,01658 | 0,1150 |
| 9 | 72,306 | 0,02512 | 0,01767 | 0,1302 |
| 10 | 65,752 | 0,02479 | 0,04607 | 0,1080 |
| 11 | 67,120 | 0,02423 | 0,01390 | 0,0921 |
| 12 | 70,996 | 0,02421 | 0,01438 | 0,0962 |
| 13 | 85,180 | 0,02410 | 0,04539 | 0,4093 |
| 14 | 74,344 | 0,02411 | 0,01425 | 0,0970 |
| 15 | 75,312 | 0,02443 | 0,01567 | 0,1088 |
| 16 | 76,878 | 0,02429 | 0,01526 | 0,1060 |
| 17 | 80,906 | 0,02393 | 0,01463 | 0,0988 |
| 18 | 77,187 | 0,02489 | 0,01430 | 0,1285 |
| 19 | 92,698 | 0,02334 | 0,01324 | 0,0903 |
| 20 | 100,801 | 0,02324 | 0,01327 | 0,0958 |
| 21 | 115,007 | 0,02224 | 0,01463 | 0,0766 |
| 22 | 111,879 | 0,02316 | 0,04408 | 0,4025 |
| 23 | 122,607 | 0,02275 | 0,01300 | 0,0967 |
| 24 | 129,960 | 0,02285 | 0,01341 | 0,1055 |
| 25 | 128,338 | 0,02259 | 0,01284 | 0,0953 |
| 26 | 134,488 | 0,02309 | 0,01403 | 0,1178 |
| 27 | 144,585 | 0,02221 | 0,01203 | 0,0930 |
| 28 | 142,758 | 0,02268 | 0,01343 | 0,1081 |
| 29 | 161,829 | 0j02249 | 0,01339 | 0,4133 |
| 30 | 152,532 | 0,02300 | 0,04330 | 0,1279 |
| 31 | 173,266 | 0,02237 | 0,01328 | 0,1155 |
| 32 | 163,468 | 0,02207 | 0,04189 | 0,0988 |
| 33 | 165,300 | 0,02309 | 0,01488 | 0,4416 |
| 34 | 188,235 | 0,02275 | 0,01474 | 0,4447 |
| 35 | 178,199 | 0,02305 | 0,01542 | 0,4493 |
| 36 | 494,948 | 0,02267 | 0,01449 | 0,4423 |
| 37 | 195,491 | 0,02220 | 0,01316 | 0,1210 |
| 38 | 206,543 | 0,02234 | 0,01426 | 0,1337 |

În tabelul 23.49 se dau valorile lui $\zeta_b$ pentru tablă de oţel din datele experimentale şi după Gujgulov.

**Tabel nr. 23.49**

| Nr. crt. | Poz. asp. | $Q_a/q_a$ | $\zeta_b$ experim. | $\zeta_b$ Gujgulov |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 0,5 | -1,00 | -0,01 |
| 2 | 3 | 0,67 | -0,69 | -0,00 |
| 3 | 4 | 0,75 | -0,5 | 0,06 |
| 4 | 5 | 0,80 | -0,33 | 0,13 |
| 5 | 6 | 0,83 | -0,21 | 0,18 |
| 6 | 7 | 0,86 | -0,13 | 0,21 |
| 7 | 8 | 0,875 | -0,07 | 0,27 |
| 8 | 9 | 0,89 | -0,03 | 0,30 |
| 9 | 10 | 0,9 | 0,00 | 0,32 |
| 10 | 11 | 0,91 | 0,02 | 0,34 |
| 11 | 12 | 0,917 | 0,04 | 0,36 |
| 12 | 13 | 0,925 | 0,06 | - |
| 13 | 14 | 0,93 | 0,08 | - |
| 14 | 15 | 0,935 | 0,09 | - |
| 15 | 16 | 0,938 | 0,10 | - |
| 16 | 17 | 0,942 | 0,105 | - |
| 17 | 18 | 0,945 | 0,11 | - |
| 18 | 19 | 0,948 | 0,11 | - |
| 19 | 20 | 0,95 | 0,11 | - |

De asemeni, s-au reprezentat grafic rezultatele comparative obţinute (fig. 23.98).

Cu ajutorul valorilor lui λ' determinate din prelucrarea datelor experimentale, s-au întocmit tabele de calculul pierderilor pe conductele de legătură din tablă de oţel cu cuplaj mecanic (tabel 23.52).

Funcţia $100\,J' = f\,(Q,D)$ poate fi rezolvată şi cu ajutorul graficului.

Pentru calcularea pierderilor pe aripile de aspersiune formate din conducte de felul acesta, s-au calculat în prealabil pierderile la branşament (tabelele 23.22, 23.23, 23.24 şi 23.25 şi graficele 23.77, 23.78, 23.79 şi 23.80); calculele s-au efectuat apoi numai pentru aripi cu Ø = 101 mm, deoarece acesta reprezintă singurul diametru al conductelor de tablă folosite în a.a.

Valorile calculate ale raportului $\frac{\Delta h}{q_a^2}$ sunt înscrise în tabelul 23.53, iar rezolvarea grafică în funcţie de distanţa dintre aspersoare, numărul aspersoarelor şi diametrul conductei se efectuează cu ajutorul graficului 23.99.

În aplicarea relaţiei 23.102 în vederea determinării pierderilor pe aripa de aspersiune, coeficientul de rezistenţă lineară mediu a fost calculat cu ajutorul relaţiei:

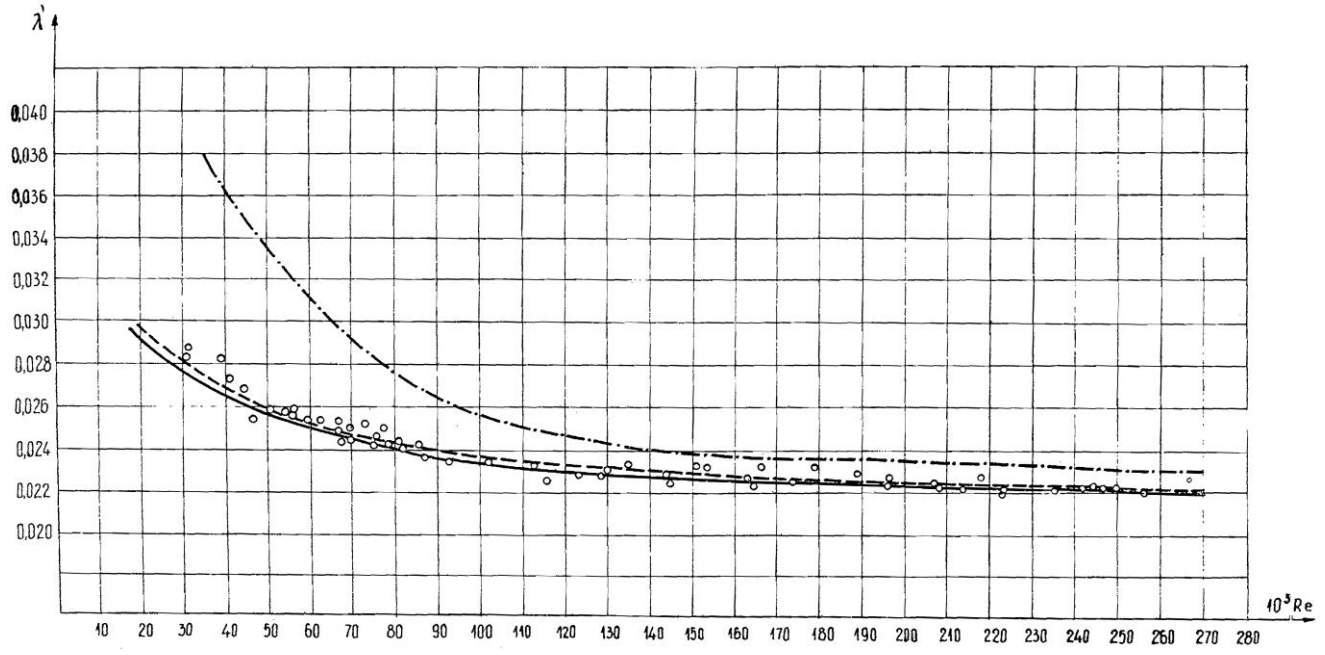
$$\lambda'_{mediu} = \frac{0,0142}{D^{0,014} Q^{0,115}} \qquad (23.122)$$

care, pentru $D$ = 101 mm, are forma:

$$\lambda'_{mediu} = \frac{0,01448}{Q^{0,115}} \qquad (23.123)$$

Valorile lui $\lambda'_{mediu}$ pentru debitul maxim şi minim al conductelor din tablă de oţel cu $D$ = 101 mm sunt redate în tabelul următor:

| Diametru (mm) | $Q_{max}$ (l/s) | $Q_{min}$ (l/s) | $\lambda'_{mediu\ min}$ | $\lambda'_{mediu\ max}$ | $\lambda_{mediu}$ | $\varepsilon'$ (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 101 | 16,6 | 10,6 | 0,02304 | 0,02427 | 0,02366 | 2,69 |




**Grafic 5.16.** Grafic cuprinzând valorile lui λ' la conductele de oţel Ø 101 mm: ——— curba rezultată prin prelucrarea valorilor experimentale (P.C.W. – $K$ = 0,144); – · – ·– curba Gujgulov-Petrov; – – – – curba Lamont T3 ($K$ = 0,141)

**Tabel nr. 23.50.** Tabel centralizator cuprinzând valorile coeficienţilor de rezistenţă locală la branşamentele aspersoarelor de pe conductele de oţel (valori experimentale)

| ASPERSOR 1 | | | ASPERSOR 2 | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Nr. crt. | $\frac{Q_a}{q_a}$ | $\zeta_b$ | Nr. crt. | $\frac{Q_a}{q_a}$ | $\zeta_b$ |
| 1 | 3,985 | -0,2018 | 1 | 3,269 | -0,8800 |
| 2 | 4,475 | -0,1776 | 2 | 3,812 | -0,7952 |
| 3 | 4,665 | -0,0952 | 3 | 4,084 | -0,6669 |
| 4- | 5,138 | -0,2338 | 4 | 4,482 | -0,5919 |
| 5 | 5,172 | -0,1292 | 5 | 4,655 | -0,3021 |
| 6 | 6,690 | + 0,0654 | 6 | 6,187 | -0,4132 |
| 7 | 6,934 | + 0,1197 | 7 | 6,775 | -0,4308 |
| 8 | 7,644 | + 0,1090 | 8 | 7 452 | -0,2633 |
| 9 | 8,779 | + 0,1254 | 9 | 8,537 | -0,2436 |
| 10 | 9,635 | + 0,1465 | 10 | 9,418 | -0,1964 |
| 11 | 9,984 | + 0,1383 | 11 | 9,853 | -0,1688 |
| 12 | 11,727 | + 0,1737 | 12 | 12,065 | -0,1478 |
| 13 | 12,607 | + 0,1606 | 13 | 12,790 | -0,14 72 |
| 14 | 14,143 | + 0,2389 | 14 | 14,704 | -0,0667 |
| 15 | 14,471 | + 0,1955 | 15 | 14,688 | -0,0 996 |
| 16 | 15,650 | + 0,2532 | 16 | 16,491 | -0,0307 |
| 17 | 17,650 | + 0,2155 | 17 | 17,010 | -0,0652 |
| 18 | 18,594 | + 0,2344' | 18 | 19,381 | -0,0486 |
| 19 | 19,979 | + 0,2614 | 19 | 21,776 | -0,0189 |
| 20 | 21,851 | + 0,2219 | 20 | 22,686 | -0,0264 |
| 21 | 22,410 | + 0,2639 | 24 | 23,869 | -0,0085 |
| 22 | 23,993 | + 0,2599 | 22 | 24,884 | -0,0025 |
| 23 | 26,061 | + 0,2346 | 23 | 27,125 | -0,0095 |
| 24 | 27,405 | + 0,2726 | 24 | 29,170 | -0,0339 |
| 25 | 27,469 | + 0,2375 | 25 | 29,566 | + 0,0019 |
| 26 | 28,135 | + 0,2524 | 26 | 30,023 | + 0,0189 |
| 27 | 29,781 | + 0,2476 | 27 | 32,013 | + 0,0092 |
| 28 | 30,346 | + 0,2745 | 28 | 33,171 | + 0,0355 |

**Tabel nr. 23.51.** Tabel cuprinzând valorile coeficienţilor de pierdere de sarcină locală $\zeta_b$ la branşamentele aspersoarelor pentru conducte de oţel

| Nr. crt. | $\frac{Q_{aripă}}{q_{aspersor}}$ | $\zeta_b$ | Obs. |
|---|---|---|---|
| 1 | 2 | -1,000 | |
| 2 | 3 | -0,690 | |
| 3 | 4 | -0,500 | |
| 4 | 5 | - 0,330 | |
| 5 | 6 | -0,210 | |
| 6 | 7 | -0,130 | |
| 7 | 8 | -0,070 | |
| 8 | 9 | -0,030 | |
| 9 | 10 | -0,000 | |
| 10 | 11 | + 0,020 | |
| 11 | 12 | + 0,040 | |
| 12 | 13 | + 0,060 | |
| 13 | 14 | + 0,080 | |
| 14 | 15 | + 0,090 | |
| 15 | 16 | + 0,100 | |
| 16 | 17 | + 0,105 | |
| 17 | 18 | + 0,110 | |
| 18 | 19 | + 0,140 | |
| 19 | 20 | + 0,110 | |
| 20 | 21 | + 0,110 | |
| 21 | 22 | + 0,115 | |
| 22 | 23 | + 0,115 | |
| 23 | 24 | + 0,115 | |

**Tabel 23.52.** Tabel cuprinzând caracteristicile hidraulice pentru conductele din tablă de oţel 100 *J'*

| Nr. crt. | $Q_a$ (l/s) | $Q_a$ ($m^3$/h) | Ø 76 mm | Ø 86 mm | Ø 101 mm | Ø 125mm |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 3,6 | | | | – |
| 2 | 2 | 7,2 | 0,4013 | 0,1817 | 0,1071 | – |
| 3 | 3 | 10,8 | 0,8214 | 0,3609 | 0,2075 | – |
| 4 | 4 | 14,4 | 1,3989 | 0,6085 | 0,3477 | – |
| 5 | 5 | 18,0 | 2,0987 | 0,9175 | 0,5206 | – |
| 6 | 6 | 21,6, | 2,9344 | 1,2786 | 07288 | – |
| 7 | 7 | 25,2 | 3,9258 | 1,6968 | 0,9677 | – |
| 8 | 8 | 28,8 | 5,0830 | 2,1878 | 1,2375 | – |
| 9 | 9 | 32,4 | 6,4049 | 2,7450 | 1,5462 | – |
| 10 | 10 | 36,0 | 7,8338 | 3,3593 | 1,8923 | 0,3996 |
| 11 | 11 | 39,6 | 9,4414 | 4,0468 | 2,2797 | 0,7601 |
| 12 | 12 | 43,2 | 11,2361 | 4,7947 | 2,7012 | 0,8967 |
| 13 | 13 | 46,8 | 13,1279 | 5,6021 | 3,1561 | 1,0433 |
| 14 | 14 | 50,4 | 15,1570 | 6,4971 | 3,6442 | 1,2046 |
| 15 | 15 | 54,0 | 17,3996 | 7,4251 | 4,1648 | 1,3768 |
| 16 | 16 | 57,6 | 19,7958 | 8,4482 | 4,7386 | 1,5665 |
| 17 | 17 | 61,2 | 22,3487 | 9,4944 | 5,3256 | 1,7606 |
| 18 | 18 | 64,8 | 23,0554 | 10,6443 | 5,9705 | 1,9650 |
| 19 | 19 | 68,4 | 27,9167 | 11,8598 | 6,6225 | 2,1894 |
| 20 | 20 | 72,0 | 30,9326 | 13,1411 | 7,3379 | 2,4259 |
| 21 | 21 | 75,6 | 34,1032 | 14,4880 | 8,0901 | 2,6746 |
| 22 | 22 | 79,2 | 37,4285 | 15,9007 | 8,8789 | 2,9223 |
| 23 | 23 | 82,8 | 40,9084 | 17,3791 | 9,7044 | 3,1940 |
| 24 | 24 | 86,4 | 44,5430 | 18,7589 | 10,5667 | 3,4621 |
| 25 | 25 | 90,0 | 48,3323 | 20,5329 | 11,4655 | 3,7567 |
| 26 | 26 | 93,6 | 52,2761 | 22,2084 | 12,4011 | 4,0632 |
| 27 | 27 | 97,2 | 56,3747 | 23,9496 | 13,3734 | 4,3818 |
| 28 | 28 | 100,8 | 60,6280 | 25,7565 | 14,3824 | 4,7221 |
| 29 | 29 | 104,4 | – | – | – | 5,0552 |
| 30 | 30 | 108,0 | – | – | – | 5,4096 |
| 31 | 31 | 111,6 | – | – | – | 5,7762 |
| 32 | 32 | 115,2 | – | – | – | 6,1549 |
| 33 | 33 | 118,8 | – | – | – | 6,5456 |
| 34 | 34 | 122,4 | – | – | – | 6,9631 |
| 35 | 35 | 426,0 | – | – | – | 7,5631 |
| 36 | 36 | 129,6 | – | – | – | 77898 |
| 37 | 37 | 133,2 | – | – | – | 8,2286 |
| 38 | 38 | 136,8 | – | – | – | 8,6794 |
| 39' | 39 | 140,4 | – | – | – | 9,1422 |

*J'* – pierderi de sarcină pe conductele din tablă de oţel cu cuplaje mecanice

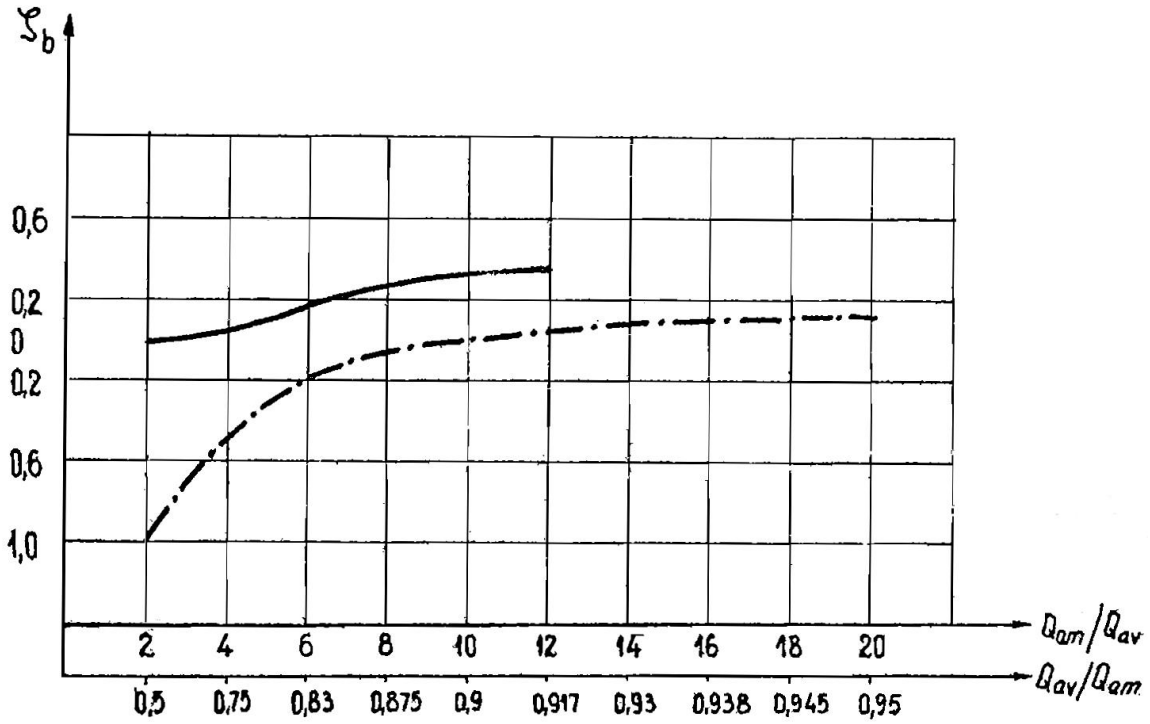
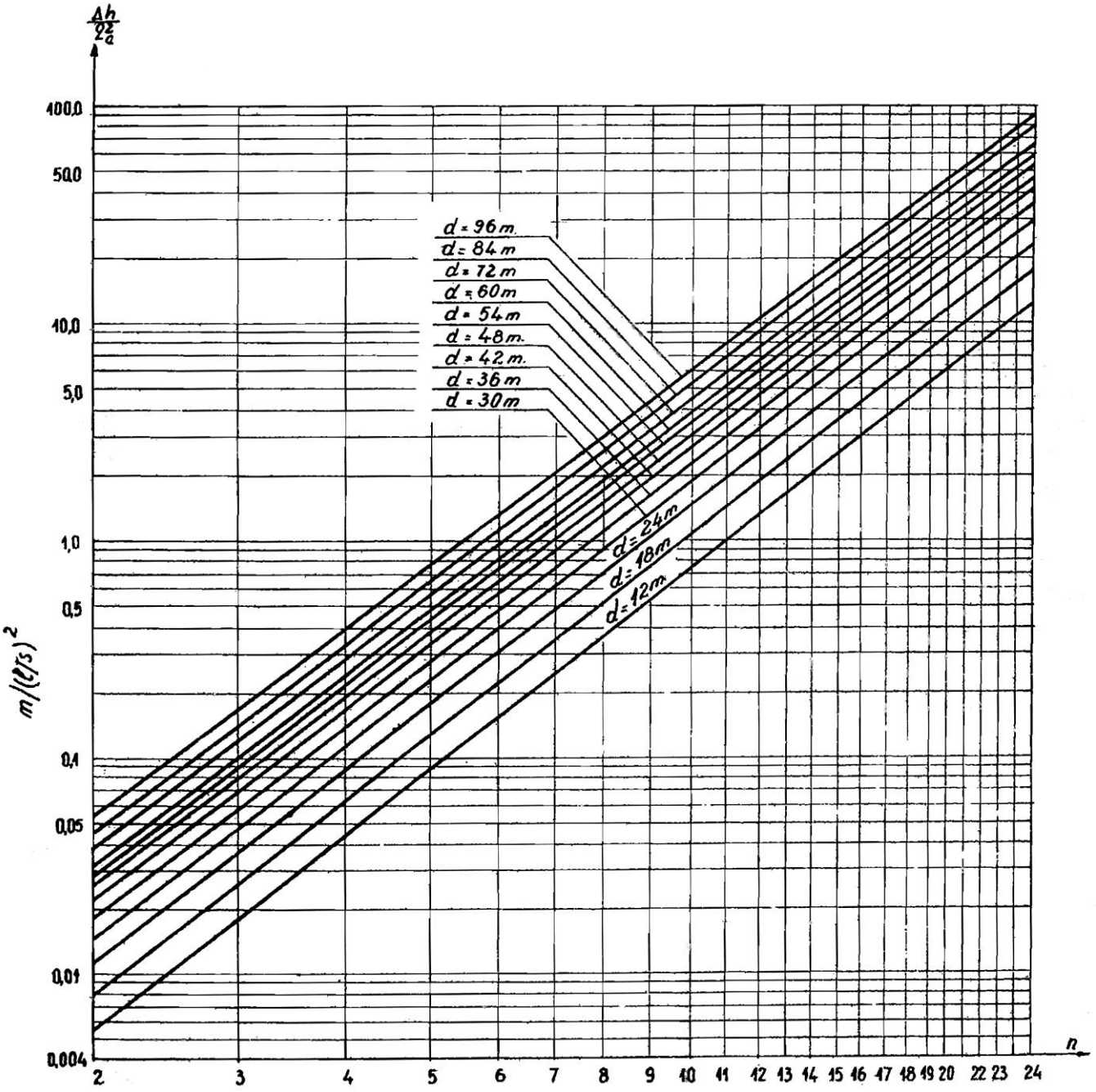



**Fig. 23.98.** Grafic comparativ privind coeficientul de rezistenţă la branşamentele aspersoarelor:
——— după Gujgulov şi Petrov; – · – ·– · după datele experimentale

**Tabel nr. 23.53.** Tabel cuprinzând pierderile de sarcină $\frac{\Delta h}{q_a^2}$ pe aripi de aspersiune din tablă de oţel Ø 101 mm pentru diverse distanţe d între aspersoare

| Nr. crt. | Distanţa între aspersoare *d* (m) / Numărul de aspersoare | 12 | 18 | 24 | 30 | 36 | 42 | 48 | 54 | 60 | 11 | 84 | 96 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 0,80459 | 0,00800 | 0,01139 | 0,01479 | 0,01818 | 0,02157 | 0,02498 | 0,02837 | 0,03176 | 0,03856 | 0,04535 | 0,05214 |
| 2 | 5 | 0,08305 | 0,1319 | 0,18058 | 0,22925 | 0,2779 | 0,32660 | 0,37530 | 0,4239 | 047265 | 0,57000 | 0,66737 | 0,76473 |
| 3 | 10 | 0,73663 | 1,1172 | 1,4965 | 1,8757 | 2,2819 | 2,6342 | 3,0134 | 3,3927 | 3,77194 | 4,5304 | 5,2651 | 6,0474 |
| 4 | 15 | 2,5828 | 3,8643 | 5,1413 | 6,4183 | 7,6952 | 8,9769 | 10,2492 | 11,5262 | 12,8032 | 15,3572 | 17,9114 | 20,4651 |
| 5 | 20 | 6,2076 | 9,2408 | 12,2635 | 15,2861 | 18,3088 | 21,3314 | 24,3541 | 27,3768 | 30,3998 | 36,4447 | 42,4900 | 48,5353 |
| 6 | 25 | 12,1941 | 18,1164 | 24,0179 | 29,9194 | 35,8209 | 41,7224 | 47,6240 | 53,5255 | 59,4271 | 71,2301 | 83,0332 | 94,8363 |




**Grafic 23.99.** Grafic pentru determinarea pierderilor de sarcină pe aripile de aspersiune din tablă de oţel Ø 101 mm echipate cu aspersoare; *d* – distanţa dintre aspersoare; *n* – numărul de aspersoare; $q_a$ – debitul aspersorului (l/s); Δh – pierderile de sarcină (m)

### 23.4.2.6. Rezultatele obţinute cu privire la pierderile locale la armături

Instalaţiile de irigaţie prin aspersiune sunt prevăzute cu armături şi piese de legătură: vană-cot (v. fig. 23.66), teuri şi coturi simple.

În instalaţia experimentală descrisă (v. fig. 23.64) s-au determinat în primul rând coeficienţii de rezistenţă locală la armătura vană-cot, prin prelucrarea datelor experimentale cu ajutorul formulei 23.96; în tabelul 23.54 sunt centralizate valorile acestor coeficienţi ($\zeta_{v\ cot}$) pentru gama de viteze şi numere Reynolds experimentate.

Din prelucrarea statistică a valorilor obţinute au rezultat:

- Valoarea medie a erorilor $\delta = 0{,}1002$.
- Eroarea medie $\Delta = 0{,}5232$.
- Eroarea medie pătratică $m = \pm 0{,}56689$.
- Eroarea medie pătratică a mediei aritmetice $M = \pm 0{,}0826$.

Valoarea cea mai probabilă obţinută pentru coeficientul de rezistenţă locală la vană-cot este:

$\zeta_{v\ cot} = 14{,}8558 \pm 0{,}0826$

Este de observat că acest coeficient include rezistenţa unul cuplaj hidraulic şi a unui cuplaj cu flanşă.

Pentru o vană-cot de felul acesta, literatura de specialitate nu indică relaţii de calcul sau valori ale coeficientului de rezistenţă locală.

Idelcik I.E. [5.9, p. 552] indică pentru o vană cu scaun următoarea relaţie de calcul:

$$\zeta = \alpha_0 + \beta_0$$

în care:

$$\alpha_0 = 0{,}55 + 4\left(\frac{b}{D_0} - 0{,}1\right)$$

$$\beta_0 = \frac{0{,}155}{\sqrt{\frac{4}{D_0}}} \qquad (23.124)$$

*b* reprezintă diferenţa dintre raza supapei şi cea a scaunului;

*h* – cursa vanei;

D – diametrul scaunului.

Pentru vana experimentată s-a obţinut $\alpha_0 = 0{,}55$ şi $\beta_0 = 15{,}5$, rezultând deci $\zeta_{v\ cot} = 16{,}05$, fără a ţine seama de pierderea datorită cotului, a cuplajului şi a flanşei.

În funcţie de valoarea experimentală obţinută pentru $\zeta_{v\ cot}$ s-au determinat pierderile corespunzătoare pentru conductele de aluminiu cu Ø = 101 mm şi pentru o gamă de debite cuprinsă între 10-28 l/s (tabel 23.55).

**Tabel nr. 23.54.** Tabel cuprinzând valorile coeficienţilor $\zeta_{v,\ cot}$ la vana-cot la conductele de aluminiu – valori experimentale

| Nr. crt. | V | Re | $\zeta_{v,\ cot}$ |
|---|---|---|---|
| 1 | 0,7431 | 59,341 | 15,0823 |
| 2 | 0,7499 | 66,539 | 13,7810 |
| 3 | 0,7501 | 66,556 | 14,8187 |
| 4 | 0,7513 | 56,773 | 14,5003 |
| 5 | 0,7573 | 57,226 | 14,7412 |
| 6 | 0,7656 | 64,495 | 14,3219 |
| 7 | 0,7956 | 67,012 | 14,7017 |
| 8 | 0,8026 | 65,843 | 14 3231 |
| 9 | 0,9715 | 73,412 | 14,6673 |
| 10 | 0,9911 | 74,893 | 14,7417 |
| 11 | 1,0172 | 76,866 | 14,4 758 |
| 12 | 1,0249 | 77,448 | 14,2516 |
| 13 | 1,0935 | 82,631 | 14,3640 |
| 14 | 1,0951 | 82,752 | 13,7017 |
| 15 | 1,2445 | 91,416 | 15,3377 |
| 16 | 1,2621 | 92,709 | 15,3529 |
| 17 | 1,2998 | 95,478 | 15,2220 |
| 18 | 1,3114 | 93,500 | 15,2908 |
| 19 | 1,3190 | 94,142 | 15,2966 |
| 20 | 1,3365 | 92,639 | 15,1374 |
| 21 | 1,3506 | 93,617 | 15,9122 |
| 22 | 1,4834 | 102,822 | 15,0043 |
| 23 | 1,5177 | 121,107 | 15,9251 |
| 24 | 1,5368 | 122,723 | 16,3047 |
| 25 | 1,6296 | 130,133 | 15,5041 |
| 26 | 1,6297 | 130,141 | 15,0433 |
| 27 | 1,6322 | 130,341 | 15,7804 |
| 28 | 1,6487 | 131,659 | 15,3673 |
| 29 | 1,6512 | 131,858 | 15,5590 |
| 30 | 1,6734 | 133,631 | 15,2899 |
| 31 | 1,7034 | 136,027 | 15,8123 |
| 32 | 1,7409 | 139,021 | 14,6405 |
| 33 | 1,7497 | 135,936 | 14,8929 |
| 34 | 1,7538 | 140,051 | 14,0215 |
| 35 | 1,8255 | 157,862 | 16,0139 |
| 36 | 1,9063 | 148,102 | 13,9161 |
| 37 | 1,9226 | 166,259 | 15,2744 |
| 38 | 1,9581 | 169,329 | 14,9941 |
| 39 | 1,9222 | 165,298 | 14,4669 |
| 40 | 1,9721 | 153,214 | 14,7971 |
| 41 | 2,0265 | 170,714 | 14,8932 |
| 42 | 2,0496 | 163,673 | 14,2853 |
| 43 | 2,0515 | 163,825 | 14,1399 |
| 44 | 2,0531 | 163,952 | 14,6139 |
| 45 | 2,0828 | 175,457 | 14,4907 |
| 46 | 2,0832 | 175,491 | 14,6271 |
| 47 | 2,1124 | 171,059 | 13,4298 |
| 48 | 2,1704 | 173,319 | 44,2688 |

**Tabel nr. 23.55.** Tabel pentru determinarea pierderilor de presiune la vana-cot pentru conductele de aluminiu $Ø_n$ = 101 mm

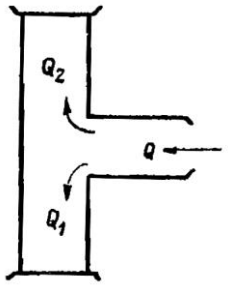
| Nr. crt. | $Q$ (l/s) | $Q$ ($m^3$/h) | V (m/s) | $\Delta h_{v\,cot}$ (m) | Obs. |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 10 | 36,0 | 1,27328 | 1,20647 | |
| 2 | 11 | 39,6 | 1,40060 | 1,45983 | |
| 3 | 12 | 43,2 | 1,52793 | 1,73725 | |
| 4 | 13 | 46,8 | 1,65526 | 2,03889 | |
| 5 | 14 | 50,4 | 1,78259 | 2,36462 | |
| 6 | 15 | 54,0 | 1,90994 | 2,71458 | |
| 7 | 16 | 57,6 | 2,03724 | 3,08790 | |
| 8 | 17 | 61,2 | 2,16457 | 3,48648 | |
| 9 | 18 | 64,8 | 2,29190 | 3,90842 | |
| 10 | 19 | 68,4 | 2,41923 | 4,35518 | |
| 11 | 20 | 72,0 | 2,54655 | 4,82530 | |
| 12 | 21 | 75,6 | 2,67388 | 5,32024 | |
| 13 | 22 | 79,2 | 2,86121 | 5,84000 | |
| 14 | 23 | 82,8 | 2,92854 | 6,38466 | |
| 15 | 24 | 864 | 3,05586 | 6,94960 | |
| 16 | 25 | 90,0 | 3,18319 | 7,54090 | |
| 17 | 26 | 93,6 | 3,31052 | 8,15556 | |
| 18 | 27 | 97,2 | 3,43785 | 8,79504 | |
| 19 | 28 | 100,8 | 3,56518 | 9,45934 | |

Instrucţiunile I.S.P.I.P.G.A. privind stabilirea schemelor optime pentru aripile mobile la irigarea prin aspersiune [v. 1.3, p. 52] indică o valoare unică ($h$ = 2,06 m) pentru astfel de pierderi, ceea ce faţă de datele experimentale ar corespunde unui debit cuprins între 13 l/s şi 14 l/s.

- Coeficienţii de rezistenţă la teu $\zeta_t$ rezultaţi din prelucrarea datelor experimentale cu ajutorul relaţiei 23.98 au fost înscrişi în tabelul 23.56, rezultând valori numerice cuprinse între 0,1977 şi 1,0997 în funcţie de raportul dintre debitul total şi cel ramificat.

**Tabel nr. 23.56.** Tabel cuprinzând valorile coeficienţilor $\zeta_t$ la teu pentru conductele de aluminiu – valori experimentale

| Nr. crt. | $\frac{Q}{Q_1}$ (vezi figura) | $\zeta_t$ | Obs. |
|---|---|---|---|
| 1 | 1,758 | 1,0997 | |
| 2 | 1,781 | 1,0729 | |
| 3 | 1,822 | 1,0823 | |
| 4 | 1,882 | 1,0289 | |
| 5 | 1,925 | 0,9170 | |
| 6 | 1,947 | 1,0213 | |
| 7 | 1,959 | 0,9818 | |
| 8 | 1,986 | 1,0677 | |
| 9 | 2,060 | 0,8910 | |
| 10 | 2,110 | 0,8549 | |
| 11 | 2,132 | 0,8579 | |
| 12 | 2,151 | 0,8903 | |
| 13 | 2,169 | 0,8726 | |
| 14 | 2,678 | 0,4958 | |
| 15 | 2,697 | 0,4897 | |
| 16 | 2,736 | 0,4617 | |
| 17 | 2,772 | 0,4994 | |
| 18 | 2,808 | 0,4208 | |
| 19 | 2,882 | 0,3508 | |
| 20 | 2,900 | 0,3026 | |
| 21 | 3,005 | 0,2290 | |
| 22 | 3,062 | 0,2275 | |
| 23 | 3,195 | 0,0070 | |
| 24 | 3,272 | 0,0992 | |
| 25 | 3,320 | 0,0613 | |
| 26 | 3,362 | 0,0744 | |
| 27 | 3,459 | 0,0322 | |
| 28 | 3,459 | 0,0292 | |
| 29 | 3,461 | -0,0005 | |
| 30 | 3,516 | -0,0063 | |
| 31 | 3,552 | -0,0376 | |
| 32 | 3,597 | -0,0113 | |
| 33 | 3,752 | -0,0521 | |
| 34 | 3,802 | -0,0916 | |
| 35 | 3,894 | -0,1032 | |
| 36 | 3,904 | -0,1430 | |
| 37 | 3,973 | -0,0919 | |
| 38 | 4,048 | -0,1252 | |
| 39 | 4,064 | -0,4074 | |
| 40 | 4,261 | -0,1639 | |
| 41 | 4, 277 | -0,1723 | |
| 42 | 4,305 | -0,1744 | |
| 43 | 4,498 | -0,1841 | |
| 44 | 4,580 | -0,1951 | |
| 45 | 4,792 | -0,0487 | |
| 46 | 5,300 | -0,2147 | |
| 47 | 5,479 | -0,1751 | |
| 48 | 5,803 | -0,1499 | |
| 49 | 6,199 | -0,1867 | |
| 50 | 6,616 | -0,1833 | |
| 51 | 6,885 | -0,2624 | |
| 52 | 7,129 | -0,1719 | |
| 53 | 7,578 | -0,1849 | |
| 54 | 7,729 | -0,1667 | |
| 55 | 8,308 | -0,1997 | |



Valorile coeficienţilor de rezistenţă la ramificarea curenţilor, redaţi în literatura de specialitate [v. 5.33, 5.9, 5.10, 5.11], nu sunt concludente pentru cazul de faţă, vizând o altă gamă de rapoarte ale debitelor şi fiind funcţie printre altele de modul de prelucrare al ramificaţiilor şi de sensul curenţilor după ramificaţie.

Coeficienţii deduşi de Thomá [v. 5.10, tabel 6.5] înscriu valori negative şi pozitive (până la 0,55).

Pierderile – respectiv creşterile de presiune – datorate teului pot fi calculate cu ajutorul aceluiaşi tabel indicat pentru branşamentele aspersoarelor, în funcţie de debit şi de coeficientul de rezistenţă corespunzător (v. tabel 23.57).

– Coeficienţii de rezistenţă la cotul de aluminiu în unghi drept ($\zeta_{cot}$) s-au determinat prin prelucrarea datelor experimentale cu ajutorul relaţiei 23.99; au rezultat valori numerice cuprinse între 1,6445 şi 2,0895 (tabel 23.57), caracterizate prin aceea că ele includ şi coeficienţii de rezistenţă a două cuplaje hidraulice de îmbinare a cotului. Formula Weissbach (v. 5.16, p. 400) nu este edificatoare în verificarea acestui coeficient, întrucât consideră dependenţa funcţională a acestuia numai de unghiul α; pentru α = 90° ar rezulta $\zeta_{cot}$ = 1,1 şi adăugând rezistenţa celor 2 cuplaje (2 $\zeta_c$ = 2 y 0,235 = 0,470) s-ar obţine $\zeta_{cot}$ = 1,570; experienţele arată însă că valorile acestui coeficient sunt funcţie şi de numărul Re şi de rugozitate.

Cunoscând valorile coeficientului de rezistenţă locală la cot s-au calculat pierderile de sarcină locale, care au fost centralizate în tabelul 23.58.

**Tabel nr. 23.57.** Tabel cuprinzând valorile coeficienţilor $\zeta_{cot}$ la cot pentru conductele de aluminiu – valori experimentale

| Nr. crt. | V | Re | $\zeta_{cot}$ | Obs. |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,2970 | 23.747 | 2,0895 | |
| 2 | 0,3096 | 26,081 | 2,1356 | |
| 3 | 0,3117 | 24,894 | 2,0069 | |
| 4 | 0,3344 | 26,704 | 1,8730 | |
| 5 | 0,3539 | 29,813 | 2,1766 | |
| 6 | 0,3653 | 29,171 | 1,9141 | |
| 7 | 0,4063 | 32,445 | 1,8970 | |
| 8 | 0,4088 | 32,645 | 4,8402 | |
| 9 | 0,4219 | 35,541 | 1,9343 | |
| 10 | 0,4372 | 37807 | 4,8745 | |
| 11 | 0,4586 | 35629 | 1,5516 | |
| 12 | 0,4899 | 39,424 | 1,8500 | |
| 13 | 0,5070 | 43,843 | 1,7868 | |
| 14 | 0,5450 | 42,324 | 1,70,86 | |
| 15 | 0,5514 | 44,033 | 1,8431 | |
| 16 | 0,5708 | 48,085 | 1,6614 | |
| 17 | 0,5744 | 44,628 | 4,8131 | |
| 18 | 0,5849 | 45,444 | 1,8215 | |
| 19 | 0,5860 | 45,527 | 1,7538 | |
| 20 | 0,5866 | 46,844 | 1,7649 | |
| 21 | 0,5964 | 47,628 | 1,8525 | |
| 22 | 0,6189 | 48,083 | 1,8453 | |
| 23 | 0,6277 | 48,767 | 1,8033 | |
| 24 | 0,6393 | 44,343 | 1,6176 | |
| 25 | 0,6486 | 51,795 | 4,9237 | |
| 26 | 0,6624 | 52,873 | 1,6860 | |
| 27 | 0,6682 | 53,360 | 1,7425 | |
| 28 | 0,6706 | 53,551 | 1,7341 | |
| 29 | 0,6854 | 53,249 | 1,7295 | |
| 30 | 0,6394 | 55,827 | 1,8538 | |
| 31 | 0,7023 | 56,083 | 1,7340 | |
| 32 | 0,7103 | 49,234 | 1,7042 | |
| 33 | 0,7108 | 49,269 | 1,6208 | |
| 34 | 0,7254 | 51,775 | 1,5992 | |
| 35 | 0,7276 | 59,690 | 1,8006 | |
| 36 | 0,7417 | 54,480 | 1,7149 | |
| 37 | 0,7425 | 59,293 | 1,7420 | |
| 38 | 0,7436 | 54,622 | 1,6639 | |
| 39 | 0,7444 | 53,131 | 1,6896 | |
| 40 | 0,7487 | 54,997 | 1,6357 | |
| 41 | 0,7663 | 61,194 | 1,6523 | |
| 42 | 0,770$ | 63,242 | 1,5964 | |
| 43 | 0,8158 | 68,724 | 1,6659 | |
| 44 | 0,9622 | 72,710 | 1,7331 | |
| 45 | 0,9990 | 75,490 | 1,6446 | |

**Tabel nr. 23.58.** Tabel pentru determinarea pierderilor de presiune la cot pentru conductele de aluminiu $Ø_n$ = 101 mm

| Nr. crt. | $Q$ (l/s) | $Q$ ($m^3$/s) | $V$ (m/s) | $\Delta h_{cot}$ (m) | Obs. |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,5 | 18 | 0,06366 | 0,000343 | |
| 2 | 0,75 | 2,7 | 0,09550 | 0,000772 | |
| 3 | 1,0 | 3,6 | 0,12733 | 0,00437 | |
| 4 | 2 | 7,2 | 0,25466 | 0,00549 | |
| 5 | 3 | 10,8 | 0,38198 | 0,01235 | |
| 6 | 4 | 14,4 | 0,50931- | 0,02195 | |
| 7 | 5 | 18,0 | 0,63644 | 0,03429 | |
| 8 | 6 | 24,6 | 0,76397 | 0,04938 | |
| 9 | 7 | 25,2 | 0,82429 | 0,06722 | |
| 10 | 8 | 28,8 | 4,01862 | 0,08779 | |
| 11 | 9 | 32,4 | 4,44595 | 0,11114 | |
| 12 | 10 | 36,0 | 4,27328 | 0,13747 | |
| 13 | 11 | 39,6 | 4,40060 | 0,16598 | |
| 14 | 12 | 43,2 | 4,52793 | 0,49752 | |
| 15 | 13 | 46,8 | 1,65526 | 0,23482 | |
| 16 | 14 | 50,4 | 1,78259 | 0,26885 | |
| 17 | 15 | 54,0 | 1,90994 | 0,30864 | |
| 18 | 16 | 57,6 | 2,03724 | 0,35409 | |
| 19 | 17 | 61,2 | 2,16457 | 0,39641 | |
| 20 | 18 | 64,8 | 2,29190 | 0,44438 | |
| 21 | 19 | 68,4 | 2,41923 | 0,49548 | |
| 22 | 20 | 72,0 | 2,54655 | 0,54863 | |
| 23 | 21 | 75,6 | 2,67384 | 0,60490 | |
| 24 | 22 | 79,2 | 2,80421 | 0,66400 | |
| 25 | 23 | 82,8 | 2,92854 | 0,72559 | |
| 26 | 24 | 86,4 | 3,05586 | 0,79016 | |
| 27 | 25 | 90,0 | 3,48319 | 0,85739 | |
| 28 | 26 | 93,6 | 3,31052 | 0,92728 | |
| 29 | 27 | 97,2 | 3,43785 | 0,99938 | |
| 30 | 28 | 100,8 | 3,56548 | 1,07554 | |

## 23.4.3. CONCLUZII ŞI CONSIDERAŢII GENERALE PRIVIND HIDRAULICA ARIPILOR DE ASPERSIUNE (RAMPE DE DISTRIBUŢIE)

### 23.4.3.1. Concluzii şi consideraţii privind aspectul teoretic al problemei

Hidraulica aripilor de aspersiune urmăreşte determinarea unor relaţii de calcul utile tehnicii irigaţiei prin aspersiune care să asigure satisfacerea condiţiilor hidraulice impuse de cerinţele irigaţiei.

Scopul cercetărilor în această direcţie este realizat atunci când se determină aceste relaţii de calcul pe baza elementelor hidraulice şi geometrice care caracterizează mişcarea apei, utilizând un model matematic cât mai apropiat de fenomenul fizic de curgere în aripa de aspersiune.

În acest sens se poate utiliza în primul rând modelul matematic al distribuţiei continue a debitului, înlocuind deci aripa reală cu o conductă fictivă (fig. 23.100).

În cazul terenului orizontal, ecuaţia diferenţială a mişcării apei într-o conductă cu distribuţie continuă se exprimă sub următoarea formă iniţială:

$$dh = Cq_x^2 dx \qquad (23.125)$$

în care

$dh$ – pierderea elementară de sarcină pe lungimea corespunzătoare $dx$;

$q_x$ – debitul care curge printr-o secţiune a conductei situată la distanţa $x$ faţă de extremitatea aval a aripii;

$C = \dfrac{8\lambda}{g\pi^2 D^5}$ – termen ce ia în consideraţie coeficientul de rezistenţă $\lambda$ şi diametrul conductei.

Debitul elementar pe distanţa $dx$ este exprimat în acest caz prin relaţia:

$$dq_x = \frac{C_1}{d}\sqrt{h}dx \qquad (23.126)$$

în care:

$C_1 = \mu\omega\sqrt{2g}$ , $\mu$ fiind coeficientul de debit al aspersorului, $\omega$ secţiunea duzei aspersorului, iar $d$ – distanţa dintre 2 aspersoare.

În acest caz, secţiunile situate la jumătate distanţa între două aspersoare de pe aripa de aspersiune se asimilează – din punct de vedere al debitelor şi al presiunilor – cu secţiunile de abscisă $d$, $2d$, $3d$ etc., ale conductei fictive.

Efectuând integrarea în relaţia 23.126 şi introducând rezultatul în 6.1, va rezulta:

$$\frac{dh}{dx} = C\frac{C_1^2}{d^2}\left[\int_0^x \sqrt{h}dx\right]^2 \qquad (23.127)$$

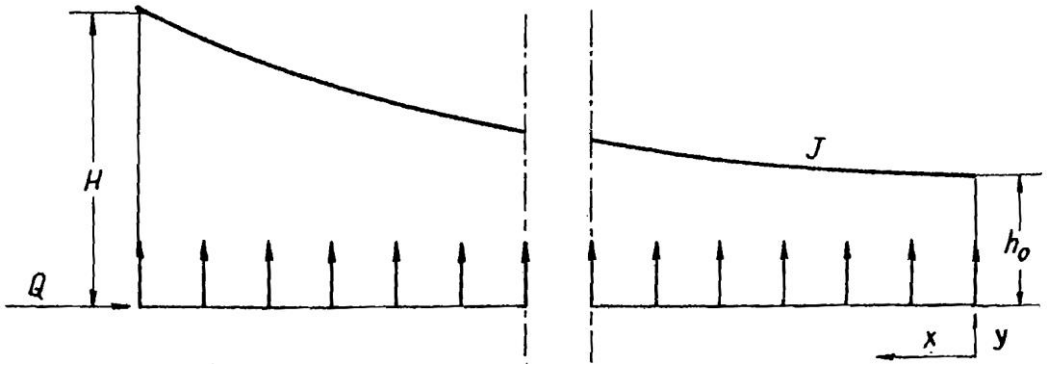



**Fig. 23.100.** Modelul matematic al unei distribuții continue a debitului

Din relaţia 23.127 se obţine apoi:

$$\frac{d^2h}{dx^2} = 2C\frac{C_1^2}{d^2}\left(\int_0^x \sqrt{h}dx\right)\sqrt{h} \qquad (23.128)$$

Dar $\frac{C_1}{d} = \frac{q_x}{\int_0^x \sqrt{h}dx}$ (v. 23.126), iar $q_x = \sqrt{\frac{1}{C}\frac{dh}{dx}}$ (v. 23.125), astfel încât relaţia 23.128 se transformă în:

$$\frac{d^2h}{dx^2} = 2\frac{C_1}{d}\sqrt{C\frac{dh}{dx}}\sqrt{h} \qquad (23.129)$$

Se folosesc notaţiile:

$V = \frac{dh}{dx}$; $K = \frac{2C_1\sqrt{C}}{d}$ în ecuaţia 23.129, ajungându-se astfel la următoarea ecuaţie diferenţială, cu variabile separate:

$$\frac{V}{\sqrt{V}}dv = K\sqrt{h}dh \qquad (23.130$$

După integrare şi înlocuirea lui *K*, rezultă:

$$\frac{2}{3}V^{\frac{3}{2}} = \frac{4C_1}{3d}\sqrt{C}h^{\frac{3}{2}} + C' \qquad (23.131)$$

Constanta de integrare *C'* se determină din condiţiile iniţiale: pentru $x = 0$, $v = 0$ şi $h_1 = h'_0$, obţinându-se:

$$C' = -\frac{4}{3}\frac{C_1}{d}\sqrt{C}h'^{\frac{3}{2}}_0$$

Se menţionează că $h_1$ reprezintă înălţimea piezometrică în punctul de branşament al primului aspersor, iar $h'_0$ sarcina la extremitatea aval a conductei fictive cu debit continuu.

Prin înlocuirea constantei *C'*, relaţia care se obţine este următoarea:

$$\frac{2}{3}V^{\frac{3}{2}} = \frac{4}{3}\frac{C_1}{d}\sqrt{C}h^{\frac{3}{2}} - \frac{4}{3}\frac{C_1}{d}h'^{\frac{3}{2}}_0\sqrt{C} \qquad (23.132)$$

Notând prin *y* raportul dintre sarcina într-o secţiune oarecare a conductei (*h*) şi cea a extremităţii aval ($h_0$), ţinând seama că $V = \frac{dh}{dx}$ şi efectuând unele operaţii, relaţia 23.132 obţine forma:

$$\frac{dh}{dx} = \left(4\frac{C_1^2}{d^2}C\right)^{\frac{1}{3}} h'_0\left[y^{\frac{3}{2}} - 1\right]^{\frac{2}{3}} \qquad (23.133)$$

Se reunesc constantele sub forma: $C_1^2Cd = K_1$ şi se obţine din 23.133:

$$\frac{dh}{h'_0\,dx} = \frac{\sqrt[3]{4K_1}}{d}\left(y^{\frac{3}{2}} - 1\right)^{\frac{2}{3}} \qquad (23.134)$$

ceea ce permite ca ecuaţia 23.134 să se transforme în ecuaţie diferenţială:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\sqrt[3]{4K_1}}{d}\left(y^{\frac{3}{2}} - 1\right)^{\frac{2}{3}} \qquad 23.135)$$

Pentru integrare se foloseşte substituţia:

$$\left(\frac{y^{\frac{3}{2}} - 1}{y^{\frac{3}{2}}}\right)^{\frac{1}{3}} = t$$

În funcţie de această substituţie, după efectuarea unor operaţii de calcul, se poate scrie:

$$\frac{dt}{dx} = \frac{1}{2}\frac{1}{\left(y^{\frac{3}{2}} - 1\right)^{\frac{2}{3}} y^{\frac{3}{2}}}\frac{dy}{dx}$$

şi

$$\frac{dy}{dx} = 2\frac{dt}{dx}\left(y^{\frac{3}{2}} - 1\right)^{\frac{2}{3}} y^{\frac{3}{2}} \qquad (23.136)$$

Făcând înlocuirea $y^{\frac{3}{2}} = \frac{1}{1-t^3}$ şi ţinând seama de (6.11), se obţine:

$$\frac{2}{\left(1-t^3\right)^{\frac{5}{3}}}\frac{dt}{dx} = \frac{\sqrt[3]{4K_1}}{d}\frac{1}{\left(1-t^3\right)^{\frac{2}{3}}}$$

iar după separarea variabilelor:

$$\frac{\sqrt[3]{4K_1}}{2d}dx = \frac{dt}{1-t^3} \qquad (23.237)$$

Pentru integrare se face descompunerea în fracţii simple – în membrul doi – se determină coeficienţii A, B şi rezultă:

$$\sqrt[3]{4K_1}\,\frac{x}{d} + c_1 = \frac{1}{3}\ln\left[1+\frac{3t}{(1-t)^2}\right] + \frac{2}{3}\sqrt{3}\,\text{arctg}\,\frac{2t+1}{\sqrt{3}} \qquad (23.138)$$

Determinându-se constanta din condiţiile iniţiale ale problemei şi înlocuind-o în expresia 23.138 rezultă în final:

$$x = \frac{1}{3A}\left[\ln\frac{(1-t)^2+3t}{(1-t)^2} + 3,46\,\text{arctg}\,\frac{2t+1}{\sqrt{3}} - 1,82\right] \qquad (23.139)$$

în care:

$$A = \frac{\sqrt[3]{4K_1}}{d}$$

Se obţine în felul acesta o relaţie între *x* şi *t*, foarte uşor de rezolvat, mai ales dacă se întocmesc tabele ajutătoare pentru determinarea funcţiei de presiune $y^*$.

Considerând că fenomenul fizic este mai bine reprezentat prin modelul distribuţiei concentrate, cu debite variabile la aspersor, A. Doboş [6.2] recomandă următoarea succesiune a operaţiilor, în vederea efectuării calculului hidraulic al aripilor:

– determinarea iniţială a pierderilor în ipoteza unor debite egale ale aspersoarelor ($q_1 = q_2 = \ldots = q_n$);

– calcularea creşterilor de debit ale aspersoarelor ($\Delta q_i$) în funcţie de pierderile de sarcină;

– corectarea relaţiei pierderilor de sarcină în funcţie de expresiile rezultate pentru corecţiile de debit.

Funcţia iniţială de la care pleacă autorul exprimă pierderea de sarcină pe aripă, sub forma:

$$\Delta h = \frac{n(n+1)(2n+1)}{6}Bq_1^2 d = Bq_1^2 d\sum_{i=1} i^2 \qquad (23.140)$$

Debitul aspersorului *n* va fi:

$$q_n = q_1 + \Delta q_n$$

iar

$$h_n = h_1 + \Delta h_n$$

De notat este faptul că termenul *B*, denumit caracteristica aripii, ia în consideraţie coeficienţii de rezistenţă ai pierderilor.

Ţinând seama de curba caracteristică a aspersorului, rezultă:

$$A\left(q_1 + \Delta q_n\right)^2 = h_1 + Bq_1^2 d\sum_{i=1}^{n}(i-1)^2 \qquad (23.141)$$

în care: $A = \dfrac{1}{2g\mu^2\omega^2}$ ; $\mu$ – coeficientul de debit al aspersorului; ω – secţiunea duzei aspersorului,

Prin intermediul relaţiei 23.138 se poate determina corecţia de debit $\Delta q_n$ care se introduce apoi în formula pierderilor; calculând succesiv corecţiile de debit şi însumând expresiile pierderilor din aval în amonte, autorul deduce pentru determinarea pierderilor de sarcină pe întreaga aripă următoarea relaţie de calcul:

$$\begin{aligned}\Delta h = Bq_1^2 d\Bigg\{&\sum_{i=1}^{n} i^2 + K\sum_{m=1}^{n}\left[m\sum_{j=1}^{n}\left(\sum_{i=1}^{j}(i-1)^2\right)\right] + \\ &+K^2\sum_{q=1}^{n}\left[q\sum_{p=1}^{q}\left(\sum_{m=1}^{p}\left(m\sum_{j=1}^{m}\left(\sum_{i=2}^{j}(i-2)^2\right)\right)\right)\right] + \\ &+\frac{K^2}{4}\sum_{m=1}^{n}\left[\sum_{j=1}^{m}\left(\sum_{i=1}^{j}(i-1)^2\right)\right]^2 + \\ &+\frac{K^3}{2}\sum_{r=1}^{n}\left\{\left[\sum_{q=1}^{r}\left(\sum_{i=1}^{q}(i-1)\right)\right]\cdot\right. \\ &\left.\cdot\left[\sum_{q=1}^{r}\left(\sum_{m=1}^{q}\left(m\sum_{j=1}^{m}\left(\sum_{i=2}^{j}(i-2)^2\right)\right)\right)\right]\right\} + \\ &+\frac{K^4}{4}\sum_{r=1}^{n}\left[\sum_{q=1}^{r}\left(\sum_{m=1}^{q}\left(m\sum_{j=1}^{m}\left(\sum_{i=2}^{j}(i-2)^2\right)\right)\right)\right]^2\Bigg\}\end{aligned} \qquad (23.142)$$

în care $K = \dfrac{B\cdot d}{A}$, *d* fiind distanţa dintre 2 aspersoare.

Analizând cele două moduri de rezolvare a problemei – model cu distribuţie continuă şi model cu distribuţie concentrată – se constată următoarele:

- din punct de vedere al fenomenului fizic, modelul distribuţiei concentrate este într-adevăr mai apropiat de realitate faţă de modelul distribuţiei continue;

- din punct de vedere al matematizării fenomenului, modelul distribuţiei continue se pretează la o soluţionare mai simplă şi mai directă.

Măsura în care se pot face concesii respectării fenomenului fizic pentru o rezolvare matematică mai comodă este în funcţie de confruntarea unui mare număr de rezultate obţinute prin cele două căi. Se poate observa totuşi că formula obţinută prin prima metodă (6.15) conduce la rezultate cu atât mai precise cu cât numărul de aspersoare pe aripă va fi mai mare.

Lucrarea de faţă nu a confruntat rezultatele ce

* Un astfel de mod de rezolvare a problemei indică şi Bogardi I. („Studiul hidraulic al unei conducte care este prevăzută cu orificii la distanţe egale", Hidrologiai Közlöny 1964, 1), ca şi L. Sine [6.1, pag. 6].

s-ar obţine din calculele efectuate pe baza relaţiilor 23.139 şi 23.142, întrucât consideră că ambele formule sunt deficitare sub următorul aspect: ele nu ţin seama de faptul că, în cazul aripilor cu mai multe aspersoare, viteza medie a apei scade din amonte în aval şi în consecinţă coeficientul de rezistenţă $\lambda$ creşte în aceeaşi direcţie.

Relaţiile citate nu ţin seama, de asemeni, de coeficienţii de rezistenţa la cuplaj, ce prezintă o gamă largă de valori numerice, după cum s-a arătat în capitolele III şi V ale acestei lucrări; fenomenele ce au loc la ramificarea curentului nu sunt nici ele evidenţiate. Este adevărat că apar coeficienţi ca: *B*, $K_1$, *k* etc., denumiţi „caracteristica aripii" sau „caracteristica aspersoarelor", dar problema care se pune este de a şti în ce măsură aceşti coeficienţi corespund celor semnalate mai sus şi apoi în a determina valorile lor numerice, în aşa fel încât să corespundă conductelor de legătură şi aripilor folosite în tehnica irigaţiei prin aspersiune din ţara noastră şi schemelor de udare recomandate de proiectare. Eficienţa uneia sau alteia dintre formulele prezentate depinde în mare măsură de determinarea judicioasă a acestor coeficienţi.

Este locul de a menţiona că A. Doboş [v. 6.2, pag.14] consideră că determinarea coeficientului *B* reprezintă sarcina institutelor de cercetare.

Plecându-se de la ideea că metoda de calcul prin recurenţă conduce la rezultate mai precise, ţinând seama de toate fenomenele ce survin în curgerea apei prin aripile de aspersiune, pierderea de sarcină $\Delta h$, dintre aspersoarele 1 şi 2 (aspersorul 1 fiind ultimul aspersor de pe aripă) se poate exprima prin:

$$\Delta h_1 = \frac{\lambda}{D}\frac{6m}{2g}\left(\frac{q_a}{A}\right)^2 + \zeta_c\frac{(m-1)}{2g}\left(\frac{q_a}{A}\right)^2 + \zeta_{b1}\left(\frac{2q_a}{A}\right)^2\frac{1}{2g} \qquad (23.143)$$

Pierderea de sarcină între aspersoarele 2 – 3 se va exprima prin:

$$\Delta h_2 = \frac{\lambda}{D}\frac{6m}{2g}\left(\frac{2q_a}{A}\right)^2 + \zeta_c\frac{(m-1)}{2g}\left(\frac{2q_a}{A}\right)^2 + \zeta_{b2}\left(\frac{3q_a}{A}\right)^2\frac{1}{2g}$$

Astfel încât, în final, se ajunge la:

$$\Delta h_n = \frac{q_a^2}{2gA^2}\left\{\left[\frac{n\left(2n^2+1\right)}{6}\right]\cdot\left[\frac{6m\lambda}{D}+(m-1)\zeta_c\right]+\sum_{i=2}^{n}\zeta_{b_{i-1}}\right\} \qquad (23.144)$$

În relaţiile de mai sus s-a considerat că lungimea fiecărui tub este de 6 m, notându-se prin *m* numărul de tuburi dintre două aspersoare, prin *n* numărul de aspersoare în funcţiune pe aripă şi prin *i* poziţia aspersorului de la 1 la *n*.

Formula 23.144 a fost folosită în lucrarea de faţă pentru întocmirea graficelor de calculul pierderilor (v. graficele 23.81, 23.82, 23.83, 23.86, 23.87, 23.88, 23.94, 23.95, 23.96 şi graficul 23.99).

Determinarea experimentală a coeficienţilor $\lambda$, $\zeta_c$ şi $\zeta_b$, ale căror valori numerice au fost redate în tabelele din cap. V, permite recomandarea formulei 23.144 în proiectarea aripilor de aspersiune, cunoscându-se numărul de aspersoare în funcţiune pe aripă, distanţa între acestea, materialul din care sunt confecţionate tuburile, diametrul tuburilor şi debitul aspersorului.

Se recomandă, de asemeni, folosirea relaţiei 5.15 pentru a determina un coeficient de rezistenţă liniară mediu pe întreaga aripă.

Se poate obiecta metodei propuse că nu ţine seama de variaţiile de debit ale aspersoarelor pe aripă (s-a considerat $q_{a1} = q_{a2} = \ldots q_{an}$), însă experimentările făcute au permis să se constate că variaţia este de maximum 1,12% (tabelele 23.59, 23.60, 23.61).

- În hidraulica aripilor de aspersiune, prezintă o importanţă deosebită şi cercetarea teoretico-experimentală a rezistenţelor locale la ramificarea curentului în aspersor.

Lucrarea de faţă a redat rezultatele obţinute pe cale experimentală în această direcţie; din punct de vedere teoretic, literatura de specialitate menţionează îndeosebi cazul conductelor cu aducţiune laterală [6.3] (fig. 23.101).

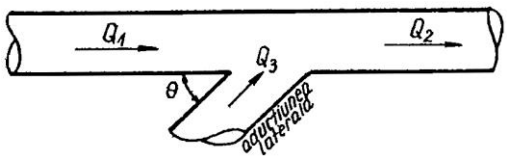



**Fig. 23.101.** Conducta cu aducţiune laterală

W. Blaisdel şi Ph. W. Manson, analizând această problemă, menţionează de la început lipsa de informaţii cu privire la pierderile de energie ce au loc la joncţiunea curenţilor.

Totuşi aducţiunile laterale pot fi tratate teoretic prin aplicarea teoremei proiecţiei cantităţii de mişcare, presupunând fluidul incompresibil şi considerând că viteza la sosire este paralelă cu axa conductei de aducţiune.

În cazul ramificării curentului, problema este mai complicată, deoarece firele lichide părăsesc conducta principală după o direcţie oarecare (fig. 23.102); legile de mişcare sunt în acest caz greu de studiat, rămânând ca modelarea hidraulică şi analiza dimensională să-şi spună cuvântul hotărâtor.

**Tabel 23.59.** Tabel cuprinzând variaţia debitului aspersoarelor la conductele din polietilenă – aripa echipată cu aspersoare ASJ-1, cu duza $Ø_d$ = 7 mm, cu presiune de regim la ultimul aspersor 3 atm. şi distanţa dintre aspersoare $d$ = 18m

| Nr. asp. | $Q$ (l/s) | $Q$ ($m^3$/h) | Distanţe | | Pierderi | | | | | | | | | P (mCA) | $Q_{asp}$ (l/s) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | Liniare | | | La cuplaj | | La branşament | | | Totale | | |
| | | | Par-ţiale | Cu-mulate | 100 $J$ | $\Delta h$ | Cumula-te | 2 cu-plaje | Cumula-te | $\zeta$ | $\Delta h$ | Cumula-te | | | |
| 1-2 | 0,791 | 2,85 | 18 | 18 | 0,025 | 0,0036 | 0,0036 | 0,0005 | 0,0005 | – | – | – | 0,0041 | 30,0041 | 0,791 |
| 2-3 | 1,582 | 5,65 | 18 | 36 | 0,05 | 0,0090 | 0,0126 | 0,001 | 0,0015 | 0,39 | -0,0010 | -0,001 | 0,0131 | 30,0131 | 0,791 |
| 3-4 | 2,373 | 8,54 | 18 | 54 | 0,10 | 0,0180 | 0,0306 | 0,002 | 0,0035 | 0,28 | -0,0015 | -0,0025 | 0,0316 | 30,0316 | 0,791 |
| 4-5 | 3,164 | 11,39 | 18 | 72 | 0,18 | 0,0324 | 0,0630 | 0,005 | 0,0085 | 0,20 | -0,0015 | -0,0040 | 0,0675 | 30,0675 | 0,791 |
| 5-6 | 3,955 | 14,24 | 18 | 90 | 0,25 | 0,0450 | 0,1080 | 0,0076 | 0,0161 | 0,16 | -0,0020 | -0,0060 | 0,1181 | 30,1185 | 0,792 |
| 6-7 | 4,748 | 1709 | 18 | 108 | 0,35 | 0,0630 | 0,1710 | 0,0110 | 0,0271 | 0,13 | -0,0020 | -0,0080 | 0,1901 | 30,1901 | 0,793 |
| 7-8 | 5,541 | 19,95 | 18 | 126 | 0,45 | 0,0810 | 0,2520 | 0,0158 | 0,0429 | 0,10 | -0,0022- | -0,0102 | 0,2847 | 30,1901 | 0,793 |
| 8-9 | 6,335 | 22,81 | 18 | 144 | 0,60 | 0,1080 | 0,3600 | 0,0198 | 0,0627 | 0,07 | -0,0027 | -0,0127 | 0,4100 | 30,2847 | 0,794 |
| 9-10 | 7,131 | 25,67 | 18 | 162 | 0,73 | 0,1314 | 0,4914 | 0,0252 | 0,0879 | 0,045 | -0,0020 | -0,0147 | 0,5646 | 30,4100 | 0-796 |
| 10-11 | ,7,929 | 28,54 | 18 | 180 | 0,86 | 0,1548 | 0,6462 | 0,0310 | 0,1189 | 0,030 | -0,0018 | -0,0165 | 0,7486 | 30,5646 | 0,798 |
| 11-12 | 8,729 | 31,42 | 18 | 198 | 1,00 | 0,1800 | 0,8262 | 0,0370 | 0,1559 | 0,015 | -0,0008 | -0,0173 | 0,9648 | 30,7486 | 0,800 |
| 12-13 | 9,532 | 34,32 | 18 | 216 | 1,20 | 0,2160 | 1,0422 | 0,0440 | 0,1999 | 0,000 | 0 | -0,0173 | 1,2248 | 30,9648 | 0,803 |
| 13-14 | 10,339 | 37,22 | 18 | 234 | 1,40 | 0,2520 | 1,294,2 | 0,0520 | 0,2519 | 0,020 | 0,0018 | -0,0155 | 1,5306 | 31,2248 | 0,807 |
| 14-15 | 11,150 | 40,14 | 18 | 252 | 1,61 | 0,2898 | 1,5840 | 0,0610 | 0,3129 | 0,030 | 0,0030 | -0,0125 | 1,8844 | 31,5306 | 0,811 |
| 15-16 | 11,965 | 43,07 | 18 | 270 | 1,85 | 0,3330 | 1,9170 | 0,0710 | 0,3839 | 0,040 | 0,0042 | -0,0083 | 2,2926 | 31,8844 | 0,815 |
| 16-17 | 12,785 | 46,03 | 18 | 288 | 2,12 | 0,3816 | 2,2986 | 0,0810 | 0,4649 | 0,050 | 0,0065 | -0,0018 | 2,7617 | 32,2926 | 0,820 |
| 17-18 | 13,611 | 49,00 | 18 | 306 | 2,40 | 0,4320 | 2,7306 | 0,0910 | 0,5559 | 0,060 | 0,0090 | +0,0072 | 3,2937 | 32,7617 | 0,826 |
| 18-19 | 14,444 | 52,01 | 18 | 324 | 2,68 | 0,4824 | 3,2130 | 0,1030 | 0,6589 | 0,065 | 0,0110 | +0,0182 | 3,8901 | 33,2937 | 0,833 |
| 19-20 | 15,285 | 55,03 | 18 | 342 | 2,95 | 0,5310 | 3,7440 | 0,1160 | 0,7749 | 0,065 | 0,0120 | +0,0302 | 4,5491 | 33,8901 | 0,841 |

**Tabel 23.60.** Tabel cuprinzând variaţia debitului aspersoarelor la conductele din PVC – aripa echipată cu aspersoare ASJ-1, cu duza $Ø_d$ = 7 mm, cu presiune de regim la ultimul aspersor 3 atm. şi distanţa dintre aspersoare $d$ = 18m

| Nr. asp. | $Q$ (l/s) | $Q$ ($m^3$/h) | Distanţe | | Pierderi | | | | | | | | | P (mCA) | $Q_{asp}$ (l/s) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | Liniare | | | La cuplaj | | La branşament | | | Totale | | |
| | | | Par-ţiale | Cu-mulate | 100 $J$ | $\Delta h$ | Cumula-te | 2 cu-plaje | Cumula-te | $\zeta$ | $\Delta h$ | Cumula-te | | | |
| 1-2 | 0,791 | 2,85 | 18 | 18 | 0,07 | 0,0126 | 0,0126 | 0,0005 | 0,0005 | – | – | – | 0,0131 | 30,000 | 0,791 |
| 2-3 | 1,582 | 3,69 | 18' | 36 | 0,15 | 0,0270 | 0,0396 | 0,001 | 0,0013 | -0,53 | -0,001 | -0,001 | 0,0401 | 30,0131 | 0,791 |
| 3-4 | 2,373 | 5,54 | 18 | 54 | 0,22 | 0,0396 | 0,0792 | 0,002 | 0,0035 | -0,45 | -0,002 | -0,003 | 0,0797 | 30,0401 | 0,791 |
| 4-5 | 3,165 | 11,39 | 18 | 72 | 0,30 | 0,0540 | 0,1332 | 0,004 | 0,0075 | -0,385 | -0,003 | -0,006 | 0,1347 | 30,0797 | 0,792 |
| 5-6 | 3,958 | 14,25 | 18 | 90 | 0,38 | 0,0684 | 0,2016 | 0,0064 | 0,0139 | -0,335 | -0,0045 | -0,0105 | 0,2050 | 30,1347 | 0,793 |
| 6-7 | 4,752 | 17,11 | 18 | 108 | 0,46 | 0,0828 | 0,2844 | 0,0094 | 0,0233 | -0,295 | -0,0050 | -0,0155 | 0,2922 | 30,2050 | 0,794 |
| 7-8 | 5,547 | 19,97 | 18 | 126 | 0,60 | 0,1080 | 0,3924 | 0,0130 | 0,0363 | -0,255 | -0,0065 | -0,0220 | 0,4067 | 30,2922 | 0,795 |
| 8-9 | 6,343 | 22,83 | 18 | 144 | 0,74 | 0,1332 | 0,5256 | 0,0164 | 0,0527 | -0,220 | -0,0065 | -0,0285 | 0,5498 | 30,4067 | 0,796 |
| 9-10 | 7,141 | 25,71 | 18 | 162 | 0,90 | 0,1620 | 0,6876 | 0,0210 | 0,0737 | -0,185 | -0,0070 | -0,0355 | 0,7258 | 30,5498 | 0,798 |
| 10-11 | 7,941 | 28,59 | 18 | 180 | 1,08 | 0,1944 | 0,8820 | 0,0260 | 0,0997 | -0,160 | -0,0080 | -0,0435 | 0,9382 | 30,7258 | 0,800 |
| 11-12 | 8,744 | 31,48 | 18 | 198 | 1,30 | 0,2340 | 1,1160 | 0,0310 | 0,1307 | -0,135 | -0,0080 | -0,0515 | 1,1952 | 30,9382 | 0,803 |
| 12-13 | 9,550 | 34,38 | 18 | 216 | 1,46 | 0,2628 | 1,3788 | 0,0370 | 0,1677 | -0,112 | -0,0080 | -0,0595 | 1,4870 | 31,1952 | 0,806 |
| 13-14 | 10,360 | 37,30 | 18 | 234 | 1,70 | 0,3060 | 1,6848 | 0,0430 | 0,2107 | -0,090 | -0,0082 | -0,0677 | 1,8278 | 31,4870 | 0,810 |
| 14-15 | 11,175 | 40,23 | 18 | 252 | 1,95 | 0,3510 | 2,0358 | 0,0520 | 0,26 27 | -0,080 | -0,0080 | -0,0757 | 2,2228 | 31,8278 | 0,815 |
| 15-16 | 11,995 | 43,18 | 18 | 270 | 2,20 | 0,3960 | 2,4318 | 0,0600 | 0,3227 | -0,065 | -0,0075 | -0,0832 | 2,6713 | 32,2228 | 0,820 |
| 16-17 | 12,820 | 46,15 | 18 | 288 | 2,50 | 0,4500 | 2,8818 | 0,0680 | 0,3907 | -0,050 | -0,0065 | -0,0897 | 3,1878 | 32,6713 | 0,825 |
| 17-18 | 13,652 | 49,15 | 18 | 306 | 2,80 | 0,5040 | 3,3858 | 0,0760 | 0,4667 | -0,040 | -0,0058 | -0,0955 | 3,7570 | 33,1828 | 0,832 |
| 18-19 | 14,491 | 52,17 | 18 | 324 | 3,15 | 0,5670 | 3,9528 | 0,0870 | 0,5537 | -0,035 | -0,0055 | -0,1010 | 4,4055 | 33,7570 | 0,839 |
| 19-20 | 15,338 | 53,22 | 18 | 342 | 3,50 | 0,6300 | 4,5828 | 0,0970 | 0,6507 | -0,030 | -0,0055 | -0,1065 | 5,1270 | 34,4055 | 0,847 |

**Tabel 23.61.** Tabel cuprinzând variaţia debitului aspersoarelor la conductele din aluminiu – aripa echipată cu aspersoare ASJ-1, cu duza $Ø_d$ = 7 mm, cu presiune de regim la ultimul aspersor 3 atm. şi distanţa dintre aspersoare $d$ = 18m

| Nr. asp. | $Q$ (l/s) | $Q$ ($m^3$/h) | Distanţe | | Pierderi | | | | | | | | | P (mCA) | $Q_{asp}$ (l/s) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Par-ţiale | Cu-mulate | Liniare | | | La cuplaj | | La branşament | | | Totale | | |
| | | | | | 100 $J$ | $\Delta h$ | Cumula-te | 2 cu-plaje | Cumula-te | $\zeta$ | $\Delta h$ | Cumula-te | | | |
| 1-2 | 0,791 | 2,65 | 18 | 18 | 0.025 | 0,0045 | 0,0045 | 0,0005 | 0.0005 | – | – | – | 0,0050 | 30,0 | 0,791 |
| 2-3 | 1,582 | 5,70 | 18 | 36 | 0,060 | 0,0108 | 0,0153 | 0,0010 | 0,0015 | 0,63 | 0,0010 | 0,0010 | 0.0158 | 30,0050 | 0,791 |
| 3-4 | 2,373 | 8.55 | 18 | 54 | 0,120 | 0,0216 | 0,0369 | 0,0020 | 0,0035 | 0.445 | 0,0015 | 0,0025 | 0,0369 | 30,0158 | 0,791 |
| 4-5 | 3,165 | 11,40 | 18 | 72 | 0,200 | 0,0396 | 0,0765 | 0,0040 | 0.0075 | 0,30 | 0,0020 | 0,0045 | 0,0794 | 30,0369 | 0,792 |
| 5-6 | 3,957 | 14,25 | 18 | 90 | 0,300 | 0,0540 | 0,1305 | 0.0070 | 0,0145 | 0,200 | 0,0030 | 0,0075 | 0,1375 | 30,0795 | 0.792 |
| 6-7 | 4,750 | 17,10 | 18 | 108 | 0,400 | 0,0720 | 0,2025 | 0.0090 | 0,0235 | 0.12 | 0,0020 | 0,0095 | 0,2465 | 30,1375 | 0,793 |
| 7-8 | 5,544 | 19,96 | 18 | 126 | 0,600 | 0,1030 | 0,3105 | 0,012 | 0,0355 | 0,06 | 0,0012 | 0,0107 | 0,3353 | 30,2165 | 0,794 |
| 8-9 | 6,338 | 22,82 | 19 | 144 | 0,700 | 0.1260 | 0,4365 | 0,016 | 0.0515 | 0,015 | 0,000 | 0,0107 | 0,4773 | 30,3353 | 0,794 |
| 9-10 | 7,135 | 25,69 | 18 | 462 | 0,850 | 0,1230 | 0,5895 | 0.020 | 0,0715 | 0,025 | 0,0010 | 0,0097 | 0,6513 | 30,4773 | 0,797 |
| 10-11 | 7,934 | 28,56 | 18 | 180 | 0,950 | 0,1710 | 0,7605 | 0,024 | 0.0955 | 0,065 | 0,0040 | 0,0057 | 0,3503 | 30,6513 | 0,799 |
| 11-12 | 8,736 | 31,45 | 18 | 198 | 1,150 | 0,2070 | 0,9675 | 0,029 | 0,1245 | 0,095 | 0,0060 | 0,0003 | 1,0923 | 30,8503 | 0,802 |
| 12-13 | 9,541 | 34,35 | 18 | 216 | 1,350 | 0,2430 | 1,2105 | 0,035 | 0,1595 | 0,115 | 0,008 | 0,0083 | 1,3783 | 31,0923 | 0,805 |
| 13-14 | 10,349 | 37,26 | 18 | 234 | 1,550 | 0,2790 | 1,4895 | 0,041 | 0.2005 | 0.13 | 0,011 | 0,0193 | 1,7093 | 31,3783 | 0,808 |
| 14-15 | 11,161 | 40,18 | 18 | 252 | 1,760 | 0,3168 | 1,8063 | 0.048 | 0,2485 | 0,14 | 0,044 | 0,0333 | 2,0881 | 31,7093 | 0,812 |
| 15-16 | 11,978 | 43,12 | 18 | 270 | 2,020 | 0,3636 | 2,1699 | 0,056 | 0,3045 | 0,145 | 0,047 | 0,0503 | 2,5247 | 32,0881 | C817 |
| 16-17 | 12,800 | 46.08 | 18 | 288 | 2,250 | 0,4050 | 2,5749 | 0,063 | 0,3675 | 0,145 | 0,019 | 0.0693 | 3,0117. | 32,5247 | 0,822 |
| 17-18 | 13,629 | 49,06 | 18 | 306 | 2,550 | 0,4590 | 3,0339 | 0.073 | 0,4405 | 0,15 | 0,022 | 0,0913 | 3,5657 | 33,0117 | 0,829 |
| 18-19 | 14,465 | 52,07 | 18 | 324 | 2,850 | 0,5130 | 3,5469 | 0,0810 | 0,5215 | 0,15 | 0,026 | 0,1173 | 4,1857 | 33,5657 | 0,836 |
| 19-20 | 15,309 | 55,11 | 18 | 342 | 3,200 | 0,5760 | 4,1229 | 0,0915 | 0,6130 | 0.15 | 0,029 | 0,1463 | 4,8822 | 34.1857 | 0,844 |

Dacă se consideră un singur branşament, se observă că variabilele implicate în procesul curgerii sunt cele 3 viteze ($v_1$, $v_2$, $v_3$), presiunile respective ($p_1$, $p_2$, $p_3$), diametrele ($D$, $D_3$) şi densitatea fluidului (ρ) (fig. 23.103).

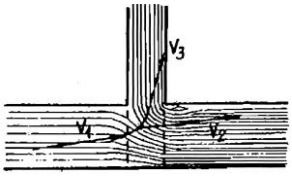



**Fig. 23.102.** Firele lichide la ramificarea curenţilor

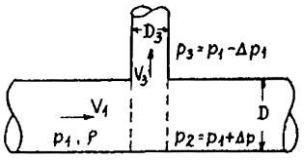



**Fig. 23.103.** Schiţa pentru elementele unui singur branşament

Presiunile pot fi înlocuite prin două diferenţe de presiune;

$$\Delta p = p_2 - p_1$$

$$\Delta p_1 = p_1 - p_3$$

Diametrele $D$, $D_3$ şi densitatea ρ sunt cunoscute, iar vitezele $v_1$ şi $v_2$ pot fi determinate experimental, rezultând în felul acesta numai 3 variabile dependente. Forma adimensională a celor trei ecuaţii ce exprimă legătura dintre variabilele dependente şi independente este:

$$\frac{\Delta p}{0,5\rho(v_1)} = \phi_1\left(\frac{v_2}{v_1}, \frac{D_3}{D}\right) \quad (a)$$

$$\frac{v_2}{v_1} = \phi_2\left(\frac{v_2}{v_1}, \frac{D_3}{D}\right) \quad (b) \qquad (23.145)$$

$$\frac{\Delta p_1}{0,5\rho(v_1)} = \phi_3\left(\frac{v_2}{v_1}, \frac{D_3}{D}\right) \quad (c)$$

Relaţia 23.145 (a) descrie curgerea în interiorul conductei, 23.145 (b) se reduce la relaţia de continuitate, iar 23.145 (c) exprimă pierderea de presiune atunci când apa trece în ramificaţie.

Raportul adimensional $\frac{v_2}{v_1}$ depinde de raportul dintre debitul ramificat şi debitul conductei principale.

Lucrarea de faţă se referă numai la pierderile pe aripa de aspersiune, folosind pentru determinarea coeficientului de rezistenţă la branşament relaţia 23.95.

### 23.4.3.2. Concluzii şi consideraţii generale privind aspectul tehnico-experimental al problemei

Aspectele tehnico-experimentale sunt de prim ordin într-un studiu hidraulic al aripilor de aspersiune, întrucât metodele precise şi expeditive solicitate de tehnica modernă a proiectării în acest domeniu trebuie să

fie fundate pe relaţii de calcul corecte şi bine verificate; determinarea coeficienţilor incluşi în astfel de relaţii necesită un mare număr de cercetări experimentale.

Sub acest aspect, lucrarea de faţă a pus în primul rând problema unei tehnici experimentale în vederea studiului hidraulic al aripilor de aspersiune; modul specific de funcţionare al acestora a impus folosirea unei instalaţii care să asigure funcţionarea unei aripi la scară naturală, realizându-se astfel o gamă largă de debite (până la 33 l/s) şi de presiuni (până la 5,5 at.), ceea ce a permis determinarea unui mare număr de coeficienţi experimentali.

Sub raportul bazei materiale şi al tehnicii experimentale necesare studiului hidraulic al aripilor de aspersiune, această lucrare pune în lumină următoarele:

1. Realizarea unei instalaţii de studiu experimental care satisface condiţiile impuse de cercetările cu caracter hidraulic ce au de scop să analizeze legile de rezistenţă ($\lambda = f\left(\mathrm{Re}\frac{K}{r}\right)$), cât şi cele rezultate din sistemul de funcţionare a aripilor de aspersiune.

Standul s-a amenajat pe o platformă în aer liber ocupând o suprafaţă de 1.570 $m^2$, în spaţiul afectat Laboratorului de Hidroameliorații din cadrul I.P.I.

Problemele mai importante care s-au ridicat şi soluţionat în vederea creării instalaţiei experimentale au fost următoarele:

a. Asigurarea unui regim permanent uniform, în condiţiile alimentării liniilor de studiu ale conductelor cu agregatul de pompare A.P.T.-4 M; după ce s-au încercat diverse soluţii s-a introdus un rezervor de presiune cu pernă de aer în circuitul dintre refulare şi distribuţie, care a rezolvat problema amortizării variaţiilor de presiune.

b. Executarea şi punerea în funcţiune a următoarelor construcţii şi instalaţii:

- Rezervor de alimentare de mare capacitate (25 $m^3$) şi canal de alimentare a instalaţiei de pompare.
- Rezervor etalonat pentru măsurarea debitelor.
- Canal de evacuarea şi recirculare a apei prin intermediul căruia s-a asigurat un circuit închis al apei.
- O cabină pentru instalarea aparaturii de măsură şi control, astfel încât să se asigure înregistrarea rapidă a datelor în aceleaşi condiţii de funcţionare a aparatelor.

Pe lângă cele arătate mai sus au fost necesare diferite instalaţii de vane, dezaerisiri, montări de prize etc.

c. În afara instalaţiei principale pentru studiul legilor de rezistenţă pe aripi de aspersiune (v. fig. 22.21 şi 23.22) s-a mai realizat o a doua instalaţie în vederea studiului experimental al rezistenţelor la armături (v. fig. 23.64).

d. Aparatura de măsură adecvată necesităţilor de precizie solicitate de astfel de măsurători a impus executarea diferitelor tipuri de manometre şi de aparate pentru determinarea vitezei şi a debitului.

- Pentru căderile mici de presiune s-au confecţionat manometre de sticlă care au funcţionat cu coloană de apă (v. fig. 23.39).
- Pentru diferenţe medii de presiune – până la 1,5 mCA – s-a executat un manometru diferenţial cu 5 perechi de coloane legate în serie (v. fig. 23.40); acest manometru permite citiri cu o precizie de 0,5 mm CA. Diferenţele mari de presiuni ($\geq$ 1,5 m) s-au înregistrat cu ajutorul manometrelor diferenţiale cu coloană de mercur tip „Automatica”, care au fost adaptate cu dezaerisire (v. fig. 23.38); la acestea s-au efectuat citiri cu lupa şi cu fototeodolitul. (Aceste manometre au funcţionat cu apă în cazul diferenţelor mici de presiune).
- Pentru verificarea vitezelor s-au executat aparate Pitot cu tuburi subţiri din ace de seringă pentru a nu perturba câmpul vitezelor.

S-au confecţionat şi etalonat, de asemenea, diferite deversoare de măsură instalate pe canalul de evacuare şi recirculare.

- A fost necesară introducerea unui nou tip de priză de presiune (fig. 23.19.b) care prezintă avantajul de a se realiza mai simplu şi care conduce la rezultate foarte corecte.

Schemele de amplasare a prizelor de măsură au fost diferite de la caz la caz pentru a obţine un control cât mai riguros al măsurătorilor.

Tararea şi verificarea funcţionării manometrelor ca şi a modului de execuţie, funcţionarea şi amplasarea prizelor, s-a efectuat în Laboratorul de Irigaţii-Desecări al Catedrei de Hidroameliorații, Facultatea Hidrotehnică, I.P.I.

e. Trebuie menţionat de asemenea că sub raportul studiului experimental al legilor de rezistenţă în conducte, lucrarea reflectă sinteza principiilor şi măsurilor tehnice ce trebuiesc avute în vedere în acest caz şi adaptarea lor pentru aripile de aspersiune.

2. S-au fixat următoarele obiective experimentale:

a. Stabilirea valorilor coeficienţilor de rezistenţă liniară $\lambda$ şi a zonelor de mişcare în cazul curgerii apei prin aripi de aspersiune formate din tuburi de polietilenă densă, p.v.c., aluminiu şi tablă de oţel. Legat de aceasta s-au putut determina legile de rezistenţă pentru fiecare caz în parte.

b. Stabilirea coeficienţilor de rezistenţă locală ($\zeta_c$) introduse de cele 2 tipuri de cuplaje întâlnite la îmbinarea tuburilor ce formează aripile de aspersiune mecanice şi hidraulice.

Aceşti coeficienţi au fost stabiliţi succesiv tot pentru cele patru tipuri de materiale: P.E., P.V.C., aluminiu şi tablă de oţel.

c. Stabilirea coeficienţilor de rezistenţă deter-

minaţi de montarea şi funcţionarea aspersoarelor pe aripă ($\zeta_b$) pentru aripi P.E., P.V.C., Al şi Fe.

d. Stabilirea coeficienţilor de rezistenţă pentru armăturile ce se întâlnesc în instalaţiile de aspersiune cu tuburi de aluminiu: vană-cot, teu şi cot simplu.

3. S-a efectuat un total de circa 1.300 experimentări. În cadrul fiecărei experienţe s-au efectuat câte 3-4 citiri la manometre, luându-se în calcul media acestora; la fel s-a procedat cu toate elementele hidraulice şi geometrice care au intervenit în aceste determinări.

În urma experienţelor s-au putut obţine rezultate în următoarele probleme:

a. Determinarea coeficienţilor de rezistenţă liniară ($\lambda$) pentru conductele de polietilenă (v. tabelul 23.17) şi stabilirea legii de rezistenţă, în urma prelucrării datelor experimentale. A rezultat:

$$\lambda = 0{,}19635\,\mathrm{Re}^{-0{,}20452}$$

Legea obţinută reflectă încadrarea conductelor de polietilenă folosite la instalaţiile de irigaţie prin aspersiune în conducte netede; această relaţie a fost confruntată cu formulele Prandtl-Nikuratze, Lamont S3, Conacov şi Hazen-Williams (v. graficul 23.74), rezultând apropierea sa de formula Conacov.

b. Determinarea experimentală a coeficienţilor de rezistenţă liniară ($\lambda$) pentru conductele P.V.C., produse de U.P.M.P. Iaşi (v. tabelul 23.29 şi graficul 23.84) a permis stabilirea unui regim tranziţional de curgere ($\lambda = f\left(\mathrm{Re}\frac{K}{r}\right)$).

Prin prelucrarea statistică a valorilor rugozităţii absolute obţinute cu ajutorul formulelor Prandtl-Colebrook-White şi Lamont T3 s-a obţinut pentru rugozitatea echivalentă medie următoarea valoare:

$$K_{emed} = 0{,}0142 \pm 0{,}00119 \text{ mm}$$

Legea de rezistenţă este reprezentată în acest caz de formula P.K.W.:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\lg\left(\frac{2{,}51}{\mathrm{Re}\sqrt{\lambda}} + \frac{0{,}00382}{D}\right)$$

c. Determinarea coef. de rezistenţă $\lambda$ pentru conductele de aluminiu (v. tabel 23.36 şi grafic 23.91) a condus tot la constatarea unui regim de tranziţie. Procedând în acelaşi mod ca pentru conductele P.V.C., s-a putut stabili următoarea valoare a rugozităţii echivalente:

$$K_{emed} = 0{,}0161 \pm 0{,}000513 \text{ mm}$$

Rezultatul obţinut se apropie de valorile indicate de Idelcik I.B. şi Benami A.

S-a stabilit pentru conductele de aluminiu următoarea lege de rezistenţă:

$$\lambda = \frac{0{,}2149}{\mathrm{Re}^{0{,}115}(62{,}118 \cdot D)^{0{,}129}}$$

d. Determinarea unui coeficient de rezistenţă $\lambda$' pentru conductele din tablă de oţel, coeficient ce include şi influenţa cuplajelor (v. tabel 23.48 şi grafic 23.97). Regimul de curgere fiind tot cel de tranziţie, s-a calculat rugozitatea echivalentă, obţinându-se.'

$$K_{emed} = 1{,}144 + 0{,}0028 \text{ mm}$$

Privind această valoare comparativ cu a conductelor P.V.C., rezultă că este de circa 10 ori mai mare.

e. Pentru aripile de aspersiune compuse din tuburi de polietilenă, policlorură de vinil şi aluminiu, s-au stabilit coeficienţii de rezistenţă la cuplaje ce vor fi redaţi în tabelul ce urmează. Pentru a pune în evidenţă influenţa pierderilor produse de cuplaje s-au calculat şi lungimile echivalente corespunzătoare (v. tabelele 23.22, 23.32, 23.42), iar în tabelul 23.62 se redau pierderile de sarcină introduse la cuplaje în procente din pierderea totală.

**Tabel 6.4.** Valorile coeficienţilor de rezistenţă la cuplaj $\zeta_c$ şi cu pierderile de sarcină datorate cuplajelor, în procente din pierderea totală

| Materialul şi felul cuplajului | Valoarea cea mai probabilă a coef. $\zeta_c$ | Pierderea de sarcină introdusă de cuplaj, în procente din pierderea totală |
|---|---|---|
| Policlorură de vinil (cuplaj mecanic) | $\zeta_c$ = 0,2455 ± 0,0035 | Pt. Q = 2 l/s => 17%<br>Pt. Q ≥ 20 l/s => 28% |
| Aluminiu(cuplaj hidraulic) | $\zeta_c$ = 0,2349 ± 0,0025 | Pt. Q = 3 l/s => 15,9%<br>Pt. Q ≥ 20 l/s => 23,9% |
| Polietilenă (cuplaj hidraulic) | $\zeta_c$ = 0,2985 ± 0,0027 | Pt. Q = 2 l/s => 19%<br>Pt. Q ≥ 20 l/s => 32% |

Din tabelul redat reiese influenţa destul de mare a cuplajelor asupra pierderilor de sarcină; ea se resimte îndeosebi în cazul polietilenei la care s-a adoptat cuplajul hidraulic tip „Ceahlăul" al aripilor din aluminiu.

Cuplajul mecanic folosit în îmbinarea tuburilor P.V.C. introduce rezistenţe cu circa 25% mai mici faţă de cel hidraulic.

Modul de legătură al cuplajului cu tubul influenţează mult asupra rezistenţei hidraulice, putând să se producă pierderi de sarcină suplimentare prin creşterea sau micşorarea bruscă a secţiunii; acesta este motivul pentru care acelaşi tip de racord hidraulic „Ceahlăul" Piatra Neamţ, care pentru conductele de aluminiu introduce un coeficient de rezistenţă $\zeta_c$ = 0,2349, folosit în cazul conductelor de polietilenă sporeşte valoarea acestui coeficient cu circa 30%.

Din rezultatele obţinute se desprinde faptul că $\zeta_c$ nu variază în funcţie de Re sau că aceste variaţii sunt cu totul neînsemnate în gama de numere Reynolds cuprinsă între $30 \cdot 10^3$ şi $30 \cdot 10^4$. Din acest punct de vedere, rezultatele se înscriu pe aceeaşi linie cu cele obţinute de J. Salek.

În concluzie, valorile coeficientului de rezistenţă la cuplaj $\zeta_c$ sunt în funcţie de natura cuplajului, de modul de prelucrare şi îmbinare a acestuia, de poziţia cuplajului faţă de axa conductei.

Creşterea pierderilor de sarcină datorită cuplajelor se resimte îndeosebi pe conductele de legătură, al căror calcul hidraulic trebuie efectuat ţinând seama de acest fapt; pentru aripile de aspersiune pierderile sunt mult reduse, deoarece pierderile de energie datorită cuplajelor sunt în mare măsură anihilate de creşterile de energie introduse de ramificarea curenţilor la prelungitoarele aspersoarelor.

f. În ceea ce priveşte coeficienţii de rezistenţă locală la branşamentele aspersoarelor, se remarcă în primul rând faptul că aceştia includ şi rezistenţa cuplajului aferent.

Creşterea suplimentara a sarcinii piezometrice în aval de branşamentul aspersorului depinde – ca şi în cazul cuplajului singular – de modul de execuţie al îmbinării tub-cuplaj-ramificaţie.

Valoarea coeficientului de rezistenţă la branşament depinde de raportul între debitul liniei principale în amonte de aspersor ($Q_{am}$) şi debitul derivaţiei ($q_a$), raport ce variază în funcţie de poziţia aspersorului pe aripa de distribuţie:

$$\zeta_b = f\left(\frac{Q_{am}}{q_a}\right) = f\left[\frac{(n-i+1)q_a}{q_a}\right]$$

Pentru determinarea coef. $Z_b$ s-au făcut experimentări cu diferite debite pe conductă ($Q_{am}$ variabil) astfel ca aspersorul să fie plasat în poziţia *i* a fiecăruia din cele *n* aspersoare de pe aripă.

Pentru a ilustra comparativ rezultatele obţinute în ceea ce priveşte coeficienţii $\zeta_b$, s-a întocmit graficul bazat pe tabelele 23.20, 23.31, 23.38 şi 23.50.

g. Folosirea pe scară largă a instalaţiilor de aspersiune cu conducte de aluminiu ridică şi problema determinării pierderilor de sarcină la armăturile întâlnite în acest caz*:* vană-cot, teu şi cot simplu.

În instalaţia executată pentru rezolvarea acestei probleme, s-au determinat următorii coeficienţi de rezistenţă locală:

- coeficientul de rezistenţa locală la vană-cot:

$z_{v,c} = 14,8558 \pm 0,0826$

- coeficienţii de rezistenţă locală la teu: nu se poate vorbi de o valoare medie a acestui coeficient, deoarece valoarea se este în funcţie de raportul dintre debitul total al conductei şi cel ramificat.

Tabelul întocmit în urma prelucrării datelor experimentale indică valori numerice cuprinse între – 0,1997 şi + 1,0997.

- coeficienţii de rezistenţă la cotul în unghi drept al conductelor de aluminiu au indicat valori cuprinse între 1,6446 şi 2,0895.

4. O deosebită atenţie s-a acordat determinării coeficienţilor de rezistenţă ai conductelor P.V.C. produse de U.P.M.P. Iaşi; pentru verificarea rezultatelor obţinute prin metoda generală de lucru, s-au determinat coeficienţii $\lambda$ pe un tronson continuu de 42 m obţinut prin sudarea tuburilor de 6 m lungime.

Rezultatele au dus la aceeaşi concluzie a existenţei zonei de curgere prepătratică, fapt explicabil şi prin fenomenul intens de depunere a materialului în suspensie transportat de apă, pe pereţii conductei (v. foto). (Analizele laboratorului U.P.M.P. Iaşi au stabilit că este vorba de depuneri aluvionare.

Aceste depuneri duc la mărirea în timp a pierderilor de sarcină, astfel încât $\lambda$ creşte la valoarea $\lambda_1$:

$$\lambda_1 = f(t) \cdot \lambda$$

Valoarea maximă a lui $f(t)$ pusă în evidenţă prin experimentări este de 1,32.

5. Realizarea graficelor destinate proiectării instalaţiilor de irigaţie prin aspersiune.

După determinarea coeficienţilor de rezistentă liniară şi locală, s-au putut elabora următoarele grafice necesare proiectării:

a. Grafice pentru determinarea pierderilor de sarcină liniară în cazul conductelor continui alcătuite din cele patru materiale analizate [$100J = f(Q)$]; rezultatele obţinute au fost înglobate într-un grafic centralizator, din care rezultă că cele mai mici pierderi se obţin în cazul polietilenei, urmată îndeaproape de P.V.C. şi de aluminiu.

Deoarece conductele cu Ø = 125 mm nu transportă debite mai mici de 10 l/s, nu s-au trasat grafice în acest domeniu.

b. În funcţie de determinarea pe cale experimentală a coeficienţilor de rezistenţă datoraţi cuplajelor – experimentările s-au referit la cele două tipuri de cuplaje folosite în instalaţiile de aspersiune: cuplaje hidraulice tip „Ceahlăul" Piatra Neamţ şi cuplaje rapide tip Cardan – s-a întocmit graficul centralizator al pierderilor de sarcină produse de cuplaj [$\Delta h_c = f(Q, D)$] (v. grafic 5.5.); pe baza cunoaşterii acestor pierderi s-au putut realiza grafice pentru determinarea pierderilor totale [$100J' = f(Q, D)$] pe conductele de legătură.

Pe baza acestor grafice se poate trage concluzia că dacă pierderile de sarcină pe conductele de legătură sunt puţin influenţate de natura materialului, cu excepţia conductelor din oţel, ele sunt în schimb mult sporite prin introducerea cuplajelor de legătură.

S-ar greşi mult în practică dacă s-ar aprecia aceste pierderi ca 5% până la 10% din cele liniare, când de fapt ele ajung chiar până la 30% din aceste pierderi.

Din cele de mai sus reiese că introducerea în exploatare a unor instalaţii de aspersiune cu conducte de polietilenă – sau dintr-un alt material care să satis-

facă condiţiile hidraulice, economice şi de exploatare – implică în acelaşi timp necesitatea proiectării şi executării unor cuplaje care din punct de vedere hidraulic să introducă rezistenţe minime.

S-a acordat multă atenţie confruntării rezultatelor obţinute în urma cercetărilor efectuate cu cele indicate în literatura de specialitate; astfel, pentru conductele de aluminiu, cu largă răspândire practică, s-a constatat că pierderile determinate după tabelele Scobey pentru conducte de aluminiu cu Ø = 4 in cu $K_s$ = 0,40 sunt cu 1,3% până la 23,9% mai mari decât cele ce rezultă din graficele elaborate în această lucrare.

Cele mai mari pierderi pe aripile de aspersiune le dau conductele de tablă de oţel, care introduc un procent mai ridicat al acestora cu 19,5% până la 20% faţă de conductele de polietilenă.

6. Pentru calculul general al conductelor cu curgere permanentă, lucrarea de faţă contribuie la lămurirea următoarelor aspecte:

- Valabilitatea legilor de rezistenţă deduse pe baza teoriei transportului cantităţii de mişcare şi concordanţa acestor legi cu cele de distribuţia vitezelor în secţiunea curentului.

- Necesitatea utilizării formulei Prandtl-Colebrook-White în tehnica proiectării sistemelor hidraulice sub presiune; în scopul lărgirii accesibilităţii formulei se indică nomograme şi grafice, redându-se chiar în lucrare graficul lui R. Randolf (v. fig. 3.26) şi al lui G. Ranga Raju şi R.J. Garde (v. fig. 3.27).

- S-au redat de asemenea cele mai însemnate diagrame de calculul conductelor din literatura tehnică de specialitate: diagrama universală Moody (v. fig. 3.28), diagrama universală de calculul conductelor (v. fig. 3.29), graficul de determinare a pierderilor bazat pe formula Hazen Williams (v. fig. 3.31).

Pentru determinarea coeficientului *C* din formula Hazen-Williams, pentru diferite tipuri de conductă, s-a redat tabelul 3.3; diagramele citate pot fi folosite în proiectarea conductelor, întrucât unităţile de măsură engleze au fost transformate în cele ale S.I.

De altfel, este o concluzie generală aceea că tabelele şi graficele din literatura tehnică conduc la valori mai mari decât cele determinate pe baza unor coeficienţi determinaţi experimental.

c. Rezultatele obţinute cu privire la pierderile de sarcină liniare şi locale, pentru toate cele patru cazuri studiate, au servit în final la întocmirea tabelelor şi graficelor pentru determinarea pierderilor de sarcina pe aripile de aspersiune (v. tabelele 23.26, 23.27, 23.28; 23.33, 23.34, 23.35; 23.43, 23.44, 23.45; 23.53 şi gra-ficele 23.81, 23.82, 23.83; 23.86, 23.87, 23.88; 23.44, 23.45, 23.46; 23.99).

Tabelele şi graficele citate mai sus permit determinarea raportului dintre pierderile de sarcină totale pe aripă şi debitul aspersorului la pătrat, în funcţie de numărul de aspersoare pe aripă – de la 1 la 25, de distanţa între aspersoare – 12, 18, 24, 36, 42, 48) m şi de diametrul aripilor de aspersiune; este de specificat că tipul de aspersor folosit, mărimea duzei şi presiunea ultimului aspersor de pe aripă se reflectă în debitul adoptat pentru aspersor.

Conductele de P.V.C. cu diametrul de 101 mm dau pierderi mai mari decât cele de polietilenă cu 1% până la 6%, în funcţie de numărul de aspersoare; aripile de aluminiu de 101 mm diametru înregistrează un procent al pierderilor asemănător cu cel al P.V.C.-ului, de 6,3% până la 7,1% tot în funcţie de numărul de aspersoare.

### 6.3. Concluzii finale

Analiza hidraulică a aripilor de aspersiune din cele patru materiale studiate a scos în evidenţă următoarele aspecte:

- Legile de rezistenţă liniară în funcţie de zonele de curgere în care se situează fiecare material.

Aluminiul, policlorura de vinii şi tabla de oţel s-au situat în zona prepătratică [ $\lambda = f\left(\mathrm{Re}, \frac{K}{r_0}\right)$ ], ceea ce a necesitat determinarea coeficienţilor de rugozitate absolută echivalentă.

- Valorile coeficienţilor de rezistenţă la cuplaj şi parametrii de care depind aceşti coeficienţi; acelaşi lucru s-a efectuat pentru branşamentele aspersoarelor.

- Pierderile de sarcină pe conductele continui, pe conductele de legătură şi pe aripile de aspersiune în funcţie de rezultatele obţinute experimental.

În legătură cu pierderile totale pe conductele de legătură, se constată că polietilena şi policlorura de vinil produc pierderi de sarcină foarte apropiate pentru diametrele de 101 mm şi 125 mm folosite în acest caz.

- Conductele de aluminiu dau pierderi cu 2% până la 5% mai mari decât cele de polietilenă (pentru Ø = 101 mm), iar cele din tablă de oţel cu 1,8% până la 14,2% mai mari.

În ceea ce priveşte pierderile totale pe aripa de aspersiune, conductele din P.V.C. prezintă valorile cele mai reduse exceptând diametrul de 101 mm.

Din punct de vedere hidraulic, comportamentul conductelor P.V.C. îndreptăţeşte extinderea utilizării lor în echipamentul mobil de irigaţie prin aspersiune, ceea ce răspunde şi sarcinilor impuse prin planul de stat în privinţa utilizării şi valorificării maselor plastice. Alături de observaţia că polietilena se situează foarte aproape de P.V.C., uneori depăşind indicii hidraulici şi acestuia, este de menţionat faptul că în analiza acestei probleme trebuie luate în discuţie şi alte elemente, printre care comportarea în exploatare a conductelor şi

preţul lor de cost sunt de prim ordin.

Practica dobândită în direcţia exploatării sistemelor de irigaţii cu conducte mobile din P.V.C. arată că acestea prezintă indici inferiori comparativ cu oricare din celelalte conducte: P.E., aluminiu şi tablă de oţel. Faţa de această situaţie, rămâne să se recomande folosirea conductelor P.V.C. drept conducte fixe subterane (conducte de serviciu sau antene).

Extinderea lor în irigaţia cu conducte mobile este condiţionată de îmbunătăţirea procesului de fabricaţie – în scopul asigurării unei exploatări mai sigure în condiţiile variaţiilor de temperatură, a măririi rezistenţei lor la spargeri, loviri etc. şi concomitent cu aceasta reducerea preţului de cost.

- În ceea ce priveşte folosirea conductelor mobile din tablă de oţel, se observă că acestea nu corespund din punct de vedere hidraulic, nici economic şi nici din cel al indicilor de exploatare.

- Conductele din polietilenă prezintă indici hidraulici ceva mai buni decât cele de aluminiu, însă destul de apropiaţi. Indicii de exploatare corespunzători, în mare măsură, le recomandă pentru reţinere şi extindere ca echipament mobil de aspersiune.

- Rezultă că în tehnica irigaţiei prin aspersiune cu conducte mobile, cele din aluminiu şi din polietilenă să fie folosite pe scară largă, urmărindu-se în continuare reducerea preţului de cost şi a indicilor de exploatare, în special pentru polietilenă. Pentru aceste materiale, ca şi în cazurile în care se mai folosesc încă conducte mobile din P.V.C. şi tablă de oţel, se recomandă folosirea relaţiilor de calcul, a tabelelor de coeficienţi şi a graficelor prezentate în această lucrare.

## 23.5. INSTALAŢII MODERNE DE ASPERSIUNE

Atât pe plan mondial cât şi la noi, instalaţiile (aripile) de aspersiune s-au diversificat şi perfecţionat, intensificându-se gradul de mecanizare şi automatizare. Principiile funcţionale şi formele constructive au condus în ultimii ani la o gamă largă de instalaţii de aspersiune, încât pentru o prezentare sistematică se impune clasificarea acestora.

### 23.5.1. CLASIFICAREA INSTALAŢIILOR DE ASPERSIUNE EXISTENTE PE PLAN MONDIAL.

La baza clasificării instalaţiilor de aspersiune a stat criteriul superiorităţii indicilor calitativi ai ploii realizate, când instalaţiile sunt în continuă mişcare pe timpul aplicării udării, faţă de instalaţiile staţionare. Din acest punct de vedere se diferenţiază două grupe de instalaţii, şi anume:

a) instalaţii de aspersiune staţionare pe durata udării;

b) instalaţii de aspersiune în mişcare pe durata udării.

Din grupa „a” fac parte:

1. Instalaţii de aspersiune cu cărucioare, sau cărucioare în alternanţă cu stabilizatoare sau tălpice, tractate longitudinal (de tipurile: Towe-line în S.UA., Israel, Anglia etc., sau IATL în România);

2. Instalaţii de aspersiune autodeplasabile transversal pentru culturi joase (de tipurile: Penot în Germania; Side-Roll în S.U.A.; Voljanka în fosta U.R.S.S.; Whell-line în Australia, IAT-300 în România etc.);

3. Instalaţii de aspersiune autodeplasabile transversal pentru culturi înalte (de tipurile: Tri-matic în Franţa, S.U.A., Husky în Anglia, Nipru în fosta U.R.S.S., IADF în România etc.);

4. Instalaţii cu aripi de aspersiune remorcate după udare (de tipurile: Schlebusch în Germania, Sigma în Cehoslovacia etc.);

5. Instalaţii cu aspersor gigant (de tipurile: Robot-Rain, Irrifrance în Franţa etc.).

Din grupa „b” fac parte:

1. Instalaţii de aspersiune autodeplasabile, în consolă (de tipurile: Vermee, Miller etc., în S.UA., Bancilhon, Perrotfrance etc. în Franţa etc.);

2. Instalaţii de aspersiune autodeplasabile, cu pivot central (de tipurile: Rainger 7 SPP în Anglia; Irrifrance în Franţa, Fregata în fosta U.R.S.S., Valley, Lockwood, Zimmatic, Gifford etc. în S.U.A., IAP-400 în România etc.);

3. Instalaţii de aspersiune autodeplasabile transversal (de tipurile: Square-Matic, Zimmatic în S.U.A., DDA-100 M în fosta U.R.S.S. etc.);

4. Instalaţii cu aspersor gigant (de tipurile Typhon în Franţa, Bauer în Austria, Rollomat Perrot în Germania, E.Z. Rain, Rain-Bird etc. în S.U.A., IATF-300 în România etc.).

### 23.5.2. CARACTERISTICI TEHNICO-FUNCŢIONALE

a) Instalaţii de aspersiune staţionare pe durata udării

a.1. Instalaţii de aspersiune cu cărucioare sau cărucioare în alternanţă cu stabilizatoare sau tălpice tractate longitudinal (IATL 400/101 şi IATL 400/127).

Aripile de aspersiune cu conducte din aluminiu Ø 4” şi tronsoane de 6 m sau 9 m sunt montate pe cărucioare cu bipied la priza aspersor şi cărucioare cu colier. Se pot monta şi cărucioare în alternanţă cu stabilizatoare sau cărucioare cu tălpici.

Cu acelaşi echipament specific (cărucioare) se pot tracta şi aripile cu furtune laterale IATL-RTF 25.

a.2. Instalaţii de aspersiune autodeplasabile transversal pentru culturi joase. La acest tip de instalaţie, aripa propriu-zisă constituie şi osia de rulare. Deplasarea pe o nouă poziţie de udare se face transversal şi este asigurată de un motor termic propriu, montat pe un cadru cu roţi la mijlociii aripii (fig. 23.104). Se folosesc cu deosebire la culturi perene (lucerna, trifoi etc.).

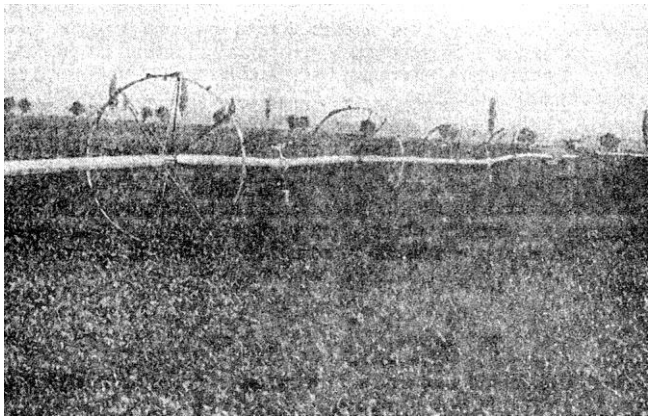


**Fig. 23.104.** Instalaţie de aspersiune autodeplasabilă transversal pentru culturi joase tip IAT.

IAT-300 România este fabricată în două variante de lungimi: 300 şi 400 m şi cu Ø aripi propriu-zisă de 100 mm echipată cu aspersoare $ASJ_1$-M pentru schema de lucru de 18 x 24 m.

a.3. Instalaţii de aspersiune autodeplasabile transversal pentru culturi înalte. Aripa propriu-zisă este suspendată la înălţimi de 1,5-2,2 m, pe cadre de susţinere prevăzute cu roţi. Instalaţia este prevăzută cu motor propriu de acţionare, care este pus în funcţiune pentru autodeplasarea pe următoarea poziţie.

Instalaţia IADF-România are lungimea de 400 m, iar aripa propriu-zisă are diametrul de 125 mm şi este susţinută de 17 cadre cu câte două roţi. Acţionarea este electrică, fiind necesar un tractor (U-650), care poartă grupul electrogen.

a.4. Instalaţii cu aripi de aspersiune remorcate după rulare. Atât instalaţia Schlebusch, cât şi Sigma au aripa propriu-zisă din conductă de polietilenă de înaltă densitate (Ø circa 70 mm), care se rulează după aplicarea udării.

Tronsoanele de conductă din polietilenă au cuplaj metalic, care include şi priza pentru aspersor. Anrulorul (tamburul) este montat pe un şasiu cu roţi, care poate fi remorcat de un tractor.

a.5. Instalaţii cu aspersor gigant. Aspersoarele gigant sunt acţionate de diferite tipuri de instalaţii, care după aplicarea udării într-o poziţie intră în acţiune şi se autodeplasează (tipul Robot-Rain) sau prin remorcare (tipul Irrifrance).

Instalaţia Robot-Rain este complet automatizată, autonomă, cu programarea electronică. Se compune dintr-un şasiu pe care este montat aspersorul, ansamblu generator şi acumulator de energie, ansamblu de automatizare cu un programator, care permite: comenzile de deplasare, branşare la hidrant (priza de apă) şi decuplare.

Se deplasează de la un hidrant la următorul în mod automat, ghidat pe conducta metalică de două roţi mici de palpare.

b. Instalaţii de aspersiune în mişcare pe durata udării:

b.l. Instalaţii de aspersiune autodeplasabile în consolă. Cu aceste instalaţii se face trecerea la grupa „b", adică aripi în mişcare continuă pe timpul udării, folosind energia hidraulică.

Instalaţia se compune din două conducte suspendate (console), care se rotesc în jurul unui ax. Unul din braţe (consolă) are la extremitate un prelungitor cu ajutaj (duză) de diametru mare, celălalt braţ este prevăzut cu prelungitoare mici şi duze cu diametru mai redus.

Orientarea jeturilor este astfel concepută, încât să se poată realiza rotirea (principiul forţelor de reacţie). Cele două conducte sunt puse sub presiune prin cuplarea lor la un hidrant. Instalaţia este montată pe un cadru cu roţi, care se deplasează formând şi cadrul de susţinere a instalaţiei.

b.2. Instalaţii de aspersiune autodeplasabile cu pivot central. Suprafaţa udată de o aripă este un cerc, cu rază cuprinsă între 400-550 m, apa fiind refulată într-o conductă (aripa propriu-zisă) de lungime egală cu raza suprafeţei de udat. Conducta (aripa) este susţinută de ferme şi contravântuiri, de diverse tipuri, prin intermediul unor cadre metalice ce fac legătura cu roţile de deplasare (fig. 23.105).

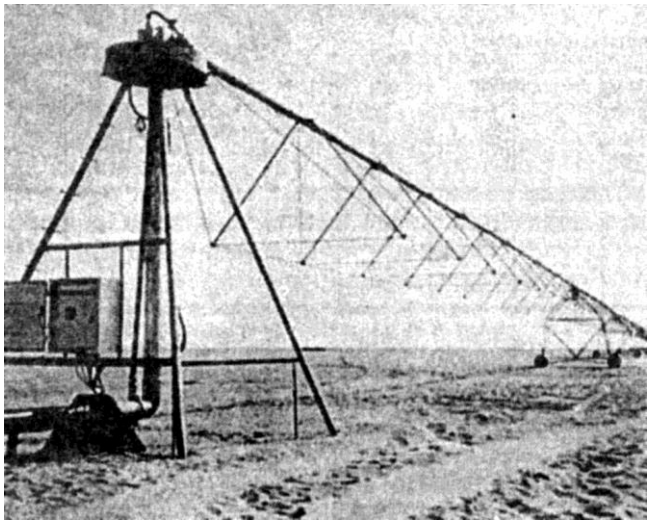


**Fig. 23.105.** Instalaţie de aspersiune autodeplasabilă cu pivot central tip IAP.

O articulaţie cu cardan în dreptul fiecărei roţi oferă sistemului o suficientă supleţe pentru a se aco-

moda, în anumite limite, condiţiilor topografice ale terenului, pante 3-30%.

Acţiunea instalaţiei poate fi electric, hidraulică sau oleohidraulică.

Aripa propriu-zisă este echipată cu aspersoare, ale căror caracteristici şi densitate se măresc de la pivot către extremitate sau sunt echidistante, dar cu caracteristici corespunzătoare.

Alimentarea instalaţiei se poate face de la un hidrant care realizează presiunea necesară, de la un puţ forat sau altă sursă de apă pompată. Cu astfel de instalaţii se pot iriga toate culturile, pe toate tipurile de sol.

Din anul 1974 s-a realizat un nou tip de instalaţie cu pivot „Valley corner system", suprafaţa udată fiind de formă pătrată.

Instalaţiile de aspersiune autodeplasabile în cerc cu pivot central îşi încep istoria din anul 1949, când *Frank Zybach*, fermier din Nebraska, S.U.A., inventează acest tip de instalaţie.

Din anul 1954 compania Valley cumpără brevetul şi trece la o producţie industrială. La noi în ţară, s-a realizat IAP 400 (500) cu Ø 150 mm şi udă o suprafaţă de 66 ha, necesitând la hidrant o presiune de 3-4 daN/cm$^2$.

Se menţionează faptul că în ultima perioadă de timp, în scopul reducerii consumului de energie, instalaţiile cu pivot central se proiectează pentru presiuni mai reduse cu aspersoare mici, montate pe prima porţiune şi cu duze speciale practicate pe porţiunea finală.

Aripa cu pivot este în mişcare circulară pe tot timpul aplicării normei de udare, timp în care şi aspersoarele exercită rotaţiile proprii, iar suprafeţele udate de fiecare aspersor pot fi diferite sau egale, schimbându-se după caz distanţa între aspersoare sau duza aspersoarelor.

În soluţia amplasării aspersoarelor la distanţe variabile, pentru a utiliza acelaşi aspersor mic pe întreaga aripă cu pivot, ştiind că trebuie să realizăm raportul:

$$\frac{q_k}{s_k} = \text{const.} \qquad (23.146)$$

obţinem:

$$S_1 = S_2 = S_3 = \ldots S_k = \ldots S_n \qquad (23.147)$$

unde:

$q_k$ este debitul unui aspersor (m /h);

$S_k$ – suprafaţa deservită de un aspersor (m$^2$).

Din fig. 23.106 se poate scrie:

$$\pi d^2{}_1 = \pi\left[\left(d_1 + d_2\right)^2 - d^2{}_1\right] =$$

$$= \pi\left[\left(d_1 + d_2 + d_3\right)^2 - \left(d_1 + d_2\right)^2\right] = \ldots \qquad (23.148)$$

de unde rezultă:

$$\pi d^2{}_1 = \pi\left[(d_1 + d_2)^2 - d^2{}_1\right] = \pi(2d_1 \cdot d_2 + d_2{}^2)$$

deci:

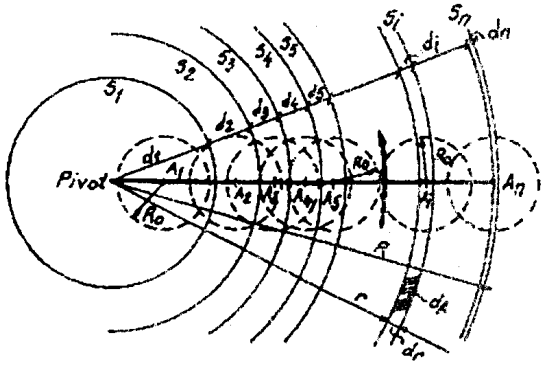



**Fig. 23.106.** Schema amplasării la distanţe variabile a aspersoarelor pe IAP.

$$d^2{}_1 - 2d_1d_2 + d^2{}_2 = 2d^2{}_2$$

$$(d_1 - d_2)^2 = 2d_2^2$$

adică:

$$d_1 - d_2 = d_2\sqrt{2}$$

Prin urmare:

$$d_1 = d_2(\sqrt{2} + 1)$$

sau

$$d_2 = \frac{d_1}{\sqrt{2}+1} = d_1(\sqrt{2} - 1)$$

În mod analog:

$$\pi d^2{}_1 = \pi\left[(d_1 + d_2 + d_3)^2 - (d_2 + d_2)^2\right] =$$

$$= \pi\left[2d_3(d_1 + d_2) + d_3^2\right]$$

deci:

$$d^2{}_1 - 2d_1d_2 + d^2{}_2 = 2d^2{}_2$$

$$(d_1 - d_2)^2 = 2d_2^2$$

adică

$$d_1 - d_2 = d_2\sqrt{2}$$

Prin urmare:

$$d_1 = d_2(\sqrt{2} + 1)$$

sau

$$d_2 = \frac{d_1}{\sqrt{2}+1} = d_1(\sqrt{2} - 1)$$

În mod analog:

$$\pi d^2{}_1 = \pi\left[(d_1 + d_2 + d_3)^2 - (d_2 + d_2)^2\right] =$$

$$= \pi\left[2d_3(d_1 + d_2) + d_3^2\right]$$

$$d_1^2 = 2d_3\left[d_1 + d_1(\sqrt{2} - 1) + d_3^2\right] = 2d_3d_1\sqrt{2} + d_3^2$$

adică:

$$d_1^2 - 2d_1\,d_3\sqrt{2} + 2d_3^2 = 3d_3^2(d_1 - d_3\sqrt{2})^2 = 3d_3^2$$

sau:

$$d_1 = d_3(\sqrt{3} + \sqrt{2})$$

deci

$$d_3 = \frac{d_1}{\sqrt{3}+\sqrt{2}} d_1(\sqrt{3}-\sqrt{2})$$

şi repetând raţionamentul de *n* ori obţinem:

$$d_1 = d_n(\sqrt{n}+\sqrt{n-1})$$

sau

$$d_n = d_1(\sqrt{n}-\sqrt{n-1})$$

deci:

$$d_1 + d_2 + ... + d_n = d_1[1+\sqrt{2}-1+\sqrt{3}-\sqrt{2}+...$$
$$...+\sqrt{n}-\sqrt{n-1}] = d_1\sqrt{n} \qquad (23.149)$$

Condiţia este ca să alegem judicios valorile *d* în funcţie de caracteristicile aspersorului şi de intensitatea admisă a ploii artificiale pe teren, calculând aceste distanţe din aproape în aproape până la aspersorul *n*, stabilit în funcţie de debitul disponibil la hidrant (debitul total al aripii $Q_0$).

$$n = \frac{Q_0}{q_k} \qquad (23.150)$$

Aspersoarele se vor aşeza la mijlocul acestor distanţe $d_i$, respectând şi condiţia:

$$2R_0 \cong d_1 \qquad (23.151)$$

unde:

$R_0$ este raza de acţiune a unui aspersor.

Cunoscând durata unei rotaţii *T* (ore) a aripii, se poate calcula din relaţia 23.155 norma de udare *b* (mm), aplicată la o rotaţie.

*Distribuţia debitului şi* a *presiunii pe aripa cu pivot*

Suprafaţa udată de un aspersor se poate scrie:

$$dA = 2\pi r \cdot dr \qquad (23.152)$$

Debitul necesar pentru udarea acestei suprafeţe:

$$q = 2\pi r \cdot dr\left(\frac{b}{T}\right) \qquad (23.153)$$

Debitul pivotului necesar pe porţiunea *R-r* este:

$$Q = 2\pi\frac{b}{T}\int_r^R r \cdot dr = \pi R^2 \frac{b}{T}\left(1-\frac{r^2}{R^2}\right) \qquad (23.154)$$

Cunoscând debitul pivotului

$$Q_0 = \pi R^2 \frac{b}{T} \qquad (23.155)$$

avem:

$$Q = Q_0\left(1-\frac{r^2}{R^2}\right) \qquad (23.156)$$

relaţie prezentată în fig. 23.107.a.

Pierderea de sarcină pe aripă se determină scriind panta liniei energetice, conform relaţiei sarcinilor:

$$i_f = \frac{d}{d_r}\left(h+\frac{v^2}{2g}+z\right) \qquad (23.157)$$

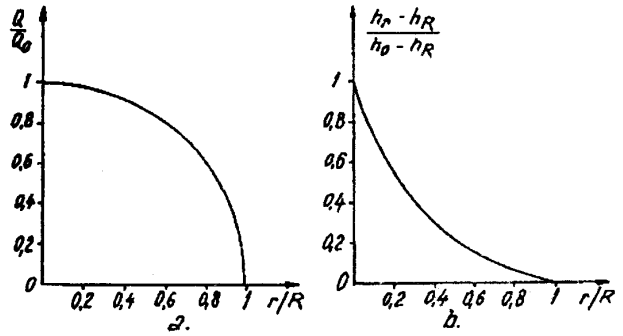



**Fig. 23.107.** Reprezentarea variaţiei debitului (a) şi a presiunii (b) în lungul aripii cu pivot.

Pe terenuri plane orizontale *z* = const. şi integrând avem:

$$\frac{V_0^2}{2g} + h_0 = h_R + h_f \qquad (23.158)$$

sau

$$h_0 - h_R = hf - \frac{V_0^2}{2g} \qquad (23.159)$$

Presiunea $h_0$ se alege în funcţie de presiunea necesară la ultimul aspersor $h_R$ pentru a satisface criteriul Cristiansen $h_0 = 1{,}20 \cdot h_R$.

Pierderea de sarcină pe aripă se calculează cu relaţia:

$$h_f = \int_0^R i_f \cdot dr \qquad (23.160)$$

unde considerăm după Cristiansen expresia:

$$i_f = \frac{C_s \cdot Q^m}{D^n} \qquad (23.161)$$

şi obţinem:

$$h_f = \int_0^R \frac{C_s \cdot Q^m}{D^n} \cdot dr = \frac{C_s \cdot Q_0^m}{D^n}\int_0^R \left(\frac{Q}{Q_0}\right)^m \cdot dr =$$

$$= R\frac{C_s \cdot Q_0^m}{D^n}\int_0^R \left(1-\frac{r^2}{R^2}\right)^m \cdot d\left(\frac{r}{R}\right)$$

Notând cu:

$$h_m = R\frac{C_s \cdot Q_0^m}{D_n} = R \cdot i_{f0}$$

pierderea de sarcină pe conductă obişnuită cu debitul $Q_0$ şi

$$x = \frac{r}{R}$$

avem:

$$h_f = h_m \cdot \int_0^1 \left(1-x^2\right)^m \cdot d_x \qquad (23.162)$$

Efectuând schimbarea de variabilă $x^2 = t$, obţinem:

$$h_f = \frac{h_m}{2}\int_0^1 (1-t)^m \cdot t^{\frac{1}{2}} \cdot dt \qquad (23.163)$$

Relaţia 23.163 are soluţia integrală Euler de speţa I (funcţia beta), astfel:

$$h_f = \frac{h_m}{2} \cdot \beta\left(m+1, \frac{1}{2}\right) \qquad (23.164)$$

Trecând la integrala Euler de speţa II (funcţia gama) obţinem:

$$h_f = \frac{h_m}{2} \cdot \frac{\Gamma(m+1)\cdot\Gamma 0{,}5}{\Gamma(m+1{,}5)} \qquad (23.165)$$

Pentru valoarea $m = 2$ apreciat după Scobey se obţine:

$$h_f = \frac{h_m}{2} \cdot \frac{\Gamma 3\cdot\Gamma 0{,}5}{\Gamma 3{,}5} = \frac{h_m}{2} \cdot \frac{2\sqrt{\pi}}{3{,}323} = h_m \cdot 0{,}533 \qquad (23.166)$$

Relaţia 23.157 cu neglijarea sarcinii viteză devine:

$$\frac{h_0 - h_R}{h_m} = 0{,}533 \qquad (23.167)$$

Ecuaţia de distribuţie a presiunii se determină scriind relaţia sarcinilor de la $r$ la $R$:

$$h_r - h_R = \frac{v_R^2}{2g} - \frac{v_r^2}{2g} + \int_r^R i_f \cdot d_r \qquad (23.168)$$

Neglijând sarcinile vitezei obţinem:

$$h_r - h_R = h_m \int_r^R \left(1 - \frac{r^2}{R^2}\right)^m \cdot d\left(\frac{r}{R}\right) \qquad (23.169)$$

Din fig. 23.20 se poate scrie raportul:

$$\frac{h_r - h_R}{h_0 - h_R} = \frac{(h_0 - h_r) - (h_0 - h_r)}{h_0 - h_R} = 1 - \frac{h_0 - h_r}{h_0 - h_R} =$$

$$= 1 - \frac{\int_0^r \left[1 - \left(\frac{r}{R}\right)^2\right]^m \cdot d\left(\frac{r}{R}\right)}{\int_0^R \left[1 - \left(\frac{r}{R}\right)^2\right]^m \cdot d\left(\frac{r}{R}\right)} \qquad (23.170)$$

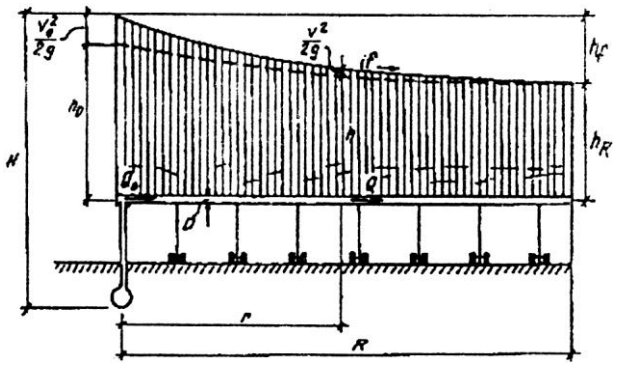


**Fig. 23.108.** Schema distribuţiei presiunii pe aripa cu pivot.

Pentru aceeaşi valoare $m = 2$ şi notând $x = \frac{r}{R}$, obţinem:

$$\frac{h_r - h_R}{h_0 - h_R} = 1 - \frac{\int (1 - 2x^2 + x^4)dx}{\int_0^1 (1-x^2)^2 dx} = 1 - \frac{15}{8}\left(x - \frac{2x^3}{3} + \frac{x^5}{5}\right) \qquad (23.171)$$

relaţie reprezentată în fig. 23.107.b.

Alegând norma de udare aplicată la o rotaţie $b$ = = 10 mm şi durata unei rotaţii $T$ = 16 ore, din relaţia 23.94 rezultă de exemplu:

$$R = \sqrt{\frac{Q_0 \cdot T}{\pi \cdot b}} = \sqrt{\frac{30 \cdot 3{,}6 \cdot 16 \cdot 1000}{3{,}14 \cdot 10}} = 222\,\text{m}$$

Din relaţia (23.88) rezultă:

$$R = d_1 \cdot \sqrt{n}$$

$$d_1 = \frac{R}{\sqrt{n}} = \frac{222\,\text{m}}{\sqrt{70}} = 26{,}5\,\text{m}$$

$$d_2 = d_1(\sqrt{2} - 1) = 26{,}5(\sqrt{2} - 1) = 10{,}9\,\text{m}$$

$$d_3 = d_1(\sqrt{3} - \sqrt{2}) = 26{,}5(\sqrt{3} - \sqrt{2}) = 8{,}5\,\text{m}$$

şi aşa mai departe până la

$$d_{70} = d_1(\sqrt{70} - \sqrt{69}) = 26{,}5 \cdot (8{,}4 - 8{,}3) = 2{,}65\,\text{m}$$

În mijlocul acestor distanţe $d_1$, $d_2$, $d_3$ ... $d_n$ se vor aşeza aspersoarele.

Cu privire la uniformitatea udării, acest indice calitativ este superior, deoarece aspersoarele în rotire plus deplasarea aripii realizează o ploaie cu o bună stabilitate la vânt.

b.3. Instalaţii de aspersiune autodeplasabile transversal. Aceste instalaţii au aripa de aspersiune propriu-zisă suspendată pe cadre cu roţi şi se deplasează transversal, lăsând în urmă suprafeţe udate de formă rectangulară, cu una din laturi egală cu lungimea instalaţiei.

Acţionarea cadrelor cu roţi se face hidraulic, iar alimentarea aripii se face de la hidrant sau din canal, instalaţia având motopompă. Lungimea aripii de aspersiune este de circa 400 metri în cazul alimentării de la hidrant sau de 800 m în cazul alimentării cu apă din canal (câte 400 m stânga-dreapta). Pentru alimentarea cu apă din canal, instalaţia de aspersiune are motopompă proprie, montată pe cele două cadre cu roţi, stânga-dreapta canalului, şi un sistem de ghidare, care să-i permită deplasarea cu exactitate în lungul canalului.

b.4. Instalaţii cu aspersor gigant. Instalaţiile de acest gen se caracterizează prin aceea că sunt echipate cu un singur aspersor, cu rază mare de acţiune, montat pe un şasiu autodeplasabil sau pe o sanie trasă de conducta de alimentare ce se înfăşoară pe un tambur la instalaţia IATF şi Typhon (fig. 23.109). Atât şasiul cât şi tamburul sunt acţionate hidraulic.

Aspersorul sau cele două aspersoare (la IATF)

funcţionează în sector de cerc, cu scopul de a nu uda suprafaţa pe care avansează.

IATF are următoarele caracteristici tehnice: Ø şi lungimea furtunului sunt 110 mm respectiv 300 m, debit 12,9-16,0 l/s cu presiuni la hidrant de 4,5-5,0 daN/cm$^2$, lăţimea şi lungimea fâşiei udate de 54 m cu 306 m, rezultând 1,65 ha de o parte a hidrantului şi tot atât de partea cealaltă. Căruciorului post-aspersor i se poate da viteze de deplasare de la 11,9-44,9 m/h, realizând norme de udare de 600-200 m$^3$/ha.

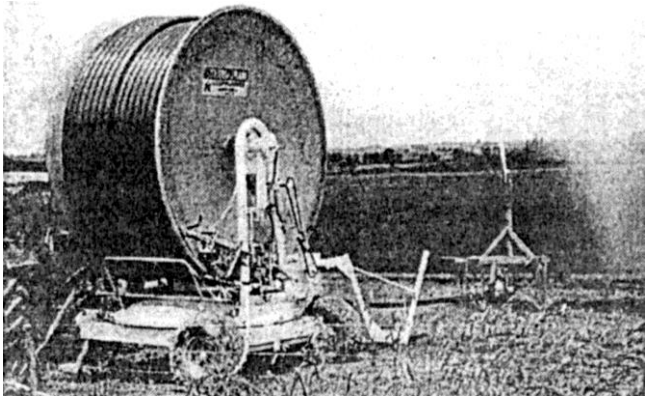


**Fig. 23.21.** Instalaţia Typhon (de acelaşi tip este şi IATF).

Ca tendinţă generală pe plan mondial cu privire la instalaţiile prezentate, se desprinde dezvoltarea considerabilă în zonele cu deficit al forţei de muncă a instalaţiilor din grupa „b", adică instalaţii de aspersiune, în mişcare pe durata udării. Această tendinţă se explică prin faptul că realizează indici calitativi superiori ai udării (uniformitate, intensitate, pierderi minime de apă etc.) şi permite un grad ridicat de funcţionare automatizată (reducând la minim necesarul de forţă de muncă).

## 23.6. ALTE TEHNICI ALE IRIGAŢIEI PRIN ASPERSIUNE

Avem în vedere în afara celor prezentate mai sus şi alte tehnici ale aspersiunii, şi anume: aripi de aspersiune cu funcţionare alternă; aripi de aspersiune cu funcţionare în baterie (grupate); aspersiune cu acoperire totală; aspersiune în sistem fix; aspersiune în sistem fix telescopic. Primele trei tehnici ale aspersiunii folosesc aripi obişnuite de tip IIA, bineînţeles la diametru corespunzător, sau aripi obişnuite cu furtunuri laterale, întregul echipament fiind semifix, montându-se la începutul sezonului de irigaţie, iar la finalul sezonului se trece în conservare şi reparaţii. La ultimele două tehnici întreaga reţea de conducte este în subteran.

Aceste tehnici se utilizează limitat, pe suprafeţe ocupate de culturi valoroase, în general plantaţii viticole, pomicole, legume etc., iar aripile în baterie se folosesc acolo unde sunt vânturi cu viteze mari şi în rafale.

### 23.6.1. ARIPI DE ASPERSIUNE CU FUNCŢIONARE ALTERNĂ

Tehnica funcţionării alterne a aspersoarelor pe aripă, denumită în proiectare şi hopalong, este folosită pentru suprafeţele care impun aripi lungi, unde nu este posibil a se respecta criteriul Cristiansen. Această situaţie este impusă în cazul unor ploturi cu clinuri rezultate din limite neregulate ale suprafeţei.

Se mai practică şi ca urmare a unor raţiuni organizatorice (o singură mutare în 24 ore), de echipare (număr de aspersoare pe jumătate) etc.

După aplicarea normei de udare cu aspersoarele în poziţiile 1, 3, 5, 7 etc., udătorul mută aspersoarele cu prelungitoarele şi trepiedele din poziţia 1 în 2, 3 în 4 şi aşa mai departe. Priza aspersorului 1; 3; 5 etc., se închide, rămânând pe poziţie racordul rapid cu bilă.

### 23.6.2. ARIPI DE ASPERSIUNE CU FUNCŢIONARE ÎN BATERII (GRUPATE)

Cu scopul de a obţine o uniformitate corespunzătoare a udării prin aspersiune atunci când vântul are viteze mari, aripile de aspersiune sunt folosite în baterie, grupate. Cu cât bateria este formată din mai multe aripi, cu atât suprafaţa ce eventual ar rămâne menţionată prin mutarea aripilor din poziţia I şi II ar fi mai mică. Această situaţie ar rezulta din faptul că în timpul udării pe poziţia II, viteza vântului ar fi diferită de cea în poziţia I.

### 23.6.3. ASPERSIUNE CU ACOPERIRE TOTALĂ

Această tehnică a aspersiunii se realizează în două variante ca echipament de udare (aripi de aspersiune) care se montează pe suprafaţa amenajării la începutul sezonului de irigaţie şi se mai demontează la finele sezonului.

În varianta I funcţionează câte o linie de aspersoare, corespunzând pe fiecare aripă numai câte un aspersor.

În varianta a II-a, aripile sunt echipate complet, cu toate aspersoarele, şi intră în funcţiune grupe de aripi branşate la hidrant prin deschiderea manuală sau automată a robinetului respectiv.

Calculul poziţiilor în funcţiune la ambele variante se poate face în corelare cu timpul de revenire, încât poziţia ultimă *n* să corespundă ultimei zile din timpul de revenire.

### 23.6.4. ASPERSIUNE ÎN SISTEM FIX

Întreaga reţea de conducte, deci şi conductele aferente aripilor de aspersiune, sunt fixe şi îngropate. La zi sunt prelungitoarele şi aspersoarele în schema de

funcţionare calculată.

Funcţionarea aspersoarelor poate fi automatizată, realizată ca în variantele din aripile cu acoperire totală şi se poate calcula avându-sc în vedere şi aspersiunea antigel, deci sistemul să răspundă distribuţiei „la cerere”.

### 23.6.5. ASPERSIUNE ÎN SISTEM FIX TELESCOPIC

Sistemul de aspersiune fix telescopic este automatizat, având prelungitoarele la aspersoare telescopice, încât atunci când începe udarea prelungitorul aduce aspersorul la suprafaţă şi la terminarea udării se retrage în sol, la adâncimea de circa 0,6 m (fig. 23.110.a, b). Întreaga suprafaţă este cultivată şi se pot realiza lucrările culturale fără a exista obstacole în calea maşinilor agricole.

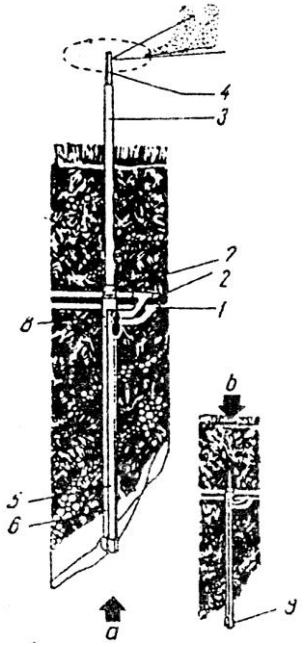



**Fig. 23.110.** Sistem de aspersiune fix telescopic: a) – cu aspersor în funcţiune; b) – aspersor retras în subteran; 1 – conductă de alimentare cu apă; 2 – conductă pentru retragerea aspersorului; 3 – prelungitor la aspersor; 4 – aspersor; 5– tub de legătură între conducta de alimentare şi partea inferioară a prelungitorului; 6 – cilindru exterior prin care apa trece în prelungitorul 3 şi apoi în aspersorul 4; 7 – capac de fixare şi distanţare a celor două tije prelungitoare montate telescopic; 8 – poziţia piston montat în interior, la capătul inferior al tijei prelungitor la aspersor ieşit la suprafaţă; 9 – poziţia piston când aspersorul este retras în subteran.

Sistemul fix telescopic are o schemă obişnuită reţelei de conducte subterane şi se concepe a funcţiona pe o antenă; fie o singură rampă cu aspersoare, fie un grup de rampe, sau toate, funcţie de care este amplasat nodul de comandă (jocul de vane pentru închidere şi deschidere a conductelor care acţionează aspersoarele). Întreaga reţea de conducte este din tuburi de material plastic, inclusiv aspersorul care este de formă aerodinamică, cu muchiile superioare ascuţite. Dispozitivele de pe reţea (anticoş, aerisire, dezaerisire etc.) pot lipsi, deoarece funcţiile acestora se realizează prin orificiile (duzele) de la aspersoare. Funcţionarea automatizată a sistemului poate fi controlată pe ecranul de televiziune, reducând astfel forţa de muncă şi efortul depus.

## 23.7. SCHEME ALE AMENAJĂRII INTERIOARE ŞI ALE SECTOARELOR DE IRIGAŢII PRIN ASPERSIUNE

Avându-sc în vedere amenajările moderne cu conducte, subterane sub presiune înaltă, care se dezvoltă în prezent în amenajările interioare de irigaţii şi tratate în cap. 13, se face precizarea că în strânsă corelaţie cu caracteristicile aripilor (instalaţiilor) de aspersiune, îndeosebi lungimea acestora, schema reţelei de conducte prezintă o diversitate de forme, rezultând suprafeţe de mărimi diverse, adică scheme cu conductă principală (CP) care pleacă de la staţia de pompare şi punere sub presiune (SPP), apoi două conducte secundare (CS) şi din acestea mai multe conducte terţiare sau antene (A), cu încadrare în indici normaţi de consum materiale (tuburi azbo, PVC, PREMO) şi energie.

Suprafaţa aferentă unei antene reprezintă sectorul de irigaţie, iar suprafaţa aferentă unei aripi de udare pe tot sezonul de irigaţie este sectorul de udare. Distanţa între antene este în funcţie de lungimea aripilor de aspersiune sau de lungimea aripii IAT, IADF şi IAP etc. şi a furtunului la IATF.

Se practică scheme ale reţelei în H, în dublu H, monofilare etc.

## 23.8. DATE ORIENTATIVE ASUPRA UNOR COSTURI ŞI PERFORMANŢE PENTRU O SERIE DE INSTALAŢII DE ASPERSIUNE MODERNE

**1. Din grupa IRRIFRANCE**

(după datele furnizate de Compania „PRACTIC-CONSULTING – Bucureşti – preşedinte mg. Enache Sârbu):

a) instalaţia cu tambur şi furtun flexibil de tip „PNEURIDE” pentru aspersiune are un cost de circa 13.000 USD şi asigură irigarea a circa 40 ha într-un an agricol, ceea ce revine la circa 325 USD pe hectar; investiţia se recuperează în circa 3 ani;

În cazul folosirii instalaţiei cu tambur şi furtun flexibil de tip „PNEURIDE" echipată cu aripi pentru aspersiune fină şi foarte fină, sau pentru irigare la nivelul solului, costul acesteia este de circa 23.000 USD.

b) instalaţia „pivot mobil" de tip „SPEEDY MOVE" are un cost de circa 45.000 USD şi asigură irigarea într-un an agricol a circa 125 ha, ceea ce revine la 360 USD pe hectar; investiţia se recuperează în 3-4 ani;

c) instalaţia „pivot fix" de tip „PIVOMATIC" are un cost de circa 48.000 USD şi asigură irigarea într-un an agricol a unei suprafeţe de 60 ha, ceea ce revine la circa 800 USD pe hectar; investiţia se recuperează în circa 6 ani;

d) instalaţia frontală cu furtun flexibil şi grup electrogen are un cost de 80.000 USD şi asigură irigarea într-un an agricol a circa 100 ha, ceea ce revine la circa 800 USD pe hectar; investiţia se recuperează în circa 6 ani;

e) instalaţia prin picurare de tip „MICROIRRIGATION SYSTEM" are costuri care diferă de la o cultură la alta; investiţia se amortizează în circa 6 ani.

Investiţia specifică pe hectar se reduce cu circa 15% pentru zona de „silvostepă" şi cu circa 35% pentru zona de „pădure de câmpie".

**2. Din realizările ICAIF şi Concernul ACVA – Chişinău**

a) Maşina Economisitoare de energie şi apă pentru irigarea livezilor M.D.Ş.-30/275 şi M.D.Ş-25/100.

Maşina (echipamentul) funcţionează cu deplasare frontală, udând deasupra livezilor. Se alimentează cu apă printr-un furtun de la o reţea sub presiune.

Totodată se obţine o udare în adâncime, la rădăcina plantelor, stratul de la suprafaţa (între rânduri) rămânând uscat.

Ca performanţe, necesită o presiune mică (0,6-1,0 atm), cu un consum redus de energie, cu un debit de 30 l/s. Pentru o normă de udare de 300 $m^3$/ha, timpul de alimentare (la hidrant) este de 6 ore.

Caracteristicile constructive sunt: 275 m lungime, 58 m lăţime şi 8,5 m înălţime max. şi 3,3 m până la nivelul solului.

Economia de apă este de 30%.

3. **Instalaţie automată de irigat MUSTANG-1**

Instalaţia automată de irigat MUSTANG-1 este rodul cooperării IRIDEX GROUP cu firma asociată ZIPACON şi cu firma de proiectare ECCON din Austria şi este realizată folosind cele mai noi soluţii în tehnica irigării mecanizate, urmărindu-se două mari obiective:

• creşterea productivităţii irigării terenurilor agricole, cu utilizarea unei forţe de muncă reduse, în condiţii de calitate a udării superioare;

• adaptarea la condiţiile funcţionale ale sistemelor existente şi creşterea performanţelor acestora, prin crearea posibilităţii de aplicare a normelor de udare variabile, în orice fază de dezvoltare a culturilor.

MUSTANG-1 a fost conceput cu deplasare lineară şi alimentare de la hidrant, dar opţional poate fi dotat cu pompă pentru alimentare cu apă direct din canalul distribuitor. De asemenea, există posibilitatea dotării pentru folosire a instalaţie pivot.

Principalele caracteristici tehnice şi constructive ale instalaţiilor sunt:

– alcătuirea din module de 60 m, putându-se forma instalaţii de diverse lungimi, în funcţie de configuraţia sistemului de irigaţii şi de posibilitatea asigurării debitelor de irigat necesare;

– folosirea aspersoarelor şi a regulatoarelor de presiune de tip NELSON – fabricate în SUA, cu o mare gamă de posibilităţi funcţionale, pentru o cât mai bună adaptare la condiţiile din amplasamentul sistemului;

– cuplarea la hidrant cu furtun flexibil, cu derulare de la instalaţie, fără a necesita tractor pentru deplasarea furtunului şi folosind o suprafaţă de manevră redusă;

– sistemul de ghidaj la capătul iniţial al instalaţiei;

– alinierea electronică a tronsoanelor;

– dotarea cu senzori de oprire automată a instalaţiei în cazul unor eventuale defecţiuni, sau la întâlnirea unor obstacole neprevăzute;

– dotarea cu generator de curent electric pentru alimentarea motoarelor de deplasare a instalaţiei, ceea ce face ca aceasta să nu fie dependentă de existenţa unei surse de curent în zonă;

– dotarea opţională cu debitmetru şi contor de apă;

– stabilirea de la tabloul de comandă a normei de udare şi a vitezei de deplasare a instalaţiei;

– posibilitatea dotării cu ţevi coborâtoare ale duzelor de udare, pentru aplicarea udărilor la nivelul plantelor şi micşorarea pierderilor de apă prin evaporaţie.

Capitolul 24

# TEHNICA IRIGAŢIEI BIVALENTE

Utilizarea ambelor tehnici clasice de udare – prin brazde şi aspersiune – pe aceeaşi suprafaţă şi aceeaşi cultură, în raport cu cerinţa de apă, fazele de vegetaţie şi posibilităţile concrete de aplicare a udărilor reprezintă „irigaţia bivalentă sau mixtă". Această tehnică reprezintă o etapă superioară şi un progres tehnic în domeniul hidroameliorațiilor, înglobează calităţile ambelor metode de udare şi ameliorează neajunsurile faţă de aplicarea lor separată.

Scopul bivalenţei este folosirea metodelor adecvate de udare în funcţie de variaţia în timp a înrădăcinării, respectiv a normelor de udare în vederea obţinerii unor avantaje social-economice, de îmbunătăţire a condiţiilor de lucru ale personalului udător, creşterea randamentului la udare, uşurarea distribuţiei apei, reducerea consumului energetic etc.

## 24.1. CONDIŢIILE DE APLICARE ŞI OPORTUNITATEA IRIGAŢIEI BIVALENTE

Condiţiile naturale care facilitează irigaţia bivalentă sunt identice cu cele pentru udarea prin brazde, referitoare la caracteristicile orografice, pedologice, hidrogeologice şi pentru udarea prin aspersiune, privind caracteristicile climatice. Condiţiile agrotehnice sunt impuse prin planul de cultură şi se referă la suprafeţele ocupate de culturi la rânduri rare şi dese, respectiv la talia plantelor. Condiţiile tehnice au în vedere soluţiile de amenajare, mărimea debitelor şi presiunilor pe elementele reţelei, consumul energetic, posibilităţile de organizarea udărilor în cadrul parcelelor etc.

Factorii social-economici influenţează utilizarea irigaţiei bivalente prin existenţa tradiţiei de irigare în zonă, prin îmbunătăţirea condiţiilor de muncă ale personalului udător, creşterea productivităţii muncii la aplicarea udărilor, uşurarea exploatării sistemelor de irigaţii etc.

Evitarea fragmentării teritoriului şi scoaterea din circuitul agricol a unor suprafeţe cât mai mici de către elementele amenajării presupune realizarea irigaţiei bivalente din reţelele de conducte.

Suprafaţa unui plot, deservit de o reţea de conducte, poate varia de la câteva sute de ha şi până la max. 2500 ha. Suprafeţele de această mărime sunt ocupate de asolament, fiind evitată monocultura. Administrarea udărilor prin aspersiune în întreaga perioadă de vegetaţie, pentru culturile de talie înaltă (porumb, floarea-soarelui) ridică probleme tehnice, organizatorice, economice şi chiar de ordin social. Irigarea prin aspersiune este justificată în primele faze de vegetaţie, când trebuie umectat un strat subţire de sol, normele de udare sunt mici şi nu pot fi distribuite eficient şi uniform prin brazde. Înaintarea fazelor de vegetaţie implică înrădăcinarea profundă, grosime mare de sol ce trebuie udat cu norme mari, talia unor culturi devine înaltă. Aplicarea udărilor prin aspersiune în aceste perioade este dificilă şi reclamă eforturi deosebite pentru mutarea echipamentului mobil, iar distribuirea volumelor mari de apă se realizează cu consumuri energetice considerabile. În aceste faze de vegetaţie ale plantelor, cultivate în rânduri rare, se indică udarea prin brazde, rezultând oportună folosirea irigaţiei bivalente.

Consumul de energie pentru distribuţia apei depinde de presiunea de serviciu: pentru aspersiune aceasta are valori de circa 40 mCA, iar la brazde 2-10 mCA, deci udările prin brazde reclamă consum energetic diminuat. Durata zilnică a udărilor numai prin brazde este inferioară udărilor numai prin aspersiune, deci irigarea monovalentă prin brazde are loc cu randamente de folosire a reţelei inferioare aspersiunii, ceea ce conduce la debite de dimensionare şi gabarite ale reţelei mai mari. Combinarea optimă a mărimii suprafeţelor udate prin brazde, respectiv aspersiune, în perioada consumului maxim, are ca rezultat creşterea randamentului de folosire a reţelei în timp, reducerea debitului de dimensionare şi implicit a gabaritelor elementelor reţelei.

Raportul suprafeţelor udate prin brazde ($S_b$) într-un sezon de irigare şi suprafaţa totală a plotului ($S$) reprezintă gradul de bivalenţă $G$:

$$G = \frac{S_b}{S} = \frac{S_b}{S_b + S_a} \qquad (24.1)$$

unde:

$S_a$ este suprafaţa irigată numai prin aspersiune.

Irigarea bivalentă se poate asigura la nivelul hidrantului, antenei sau conductei secundare, în funcţie de concepţia de amenajare şi de organizarea udărilor.

## 24.2. MODALITĂŢI ACTUALE DE REALIZARE A PLOTURILOR DE IRIGAŢIE BIVALENTE

În România au fost concepute amenajări tip bivalent în: Rasova-Vederoasa, Ialomiţa-Călmăţui, Câmpia Covurlui, Câmpia Buzăului, Lunca Prutului (jud. Iaşi) şi modernizarea unor ploturi de aspersiune prin trecerea la bivalenţă la Tulcea, Terasa Brăilei etc.

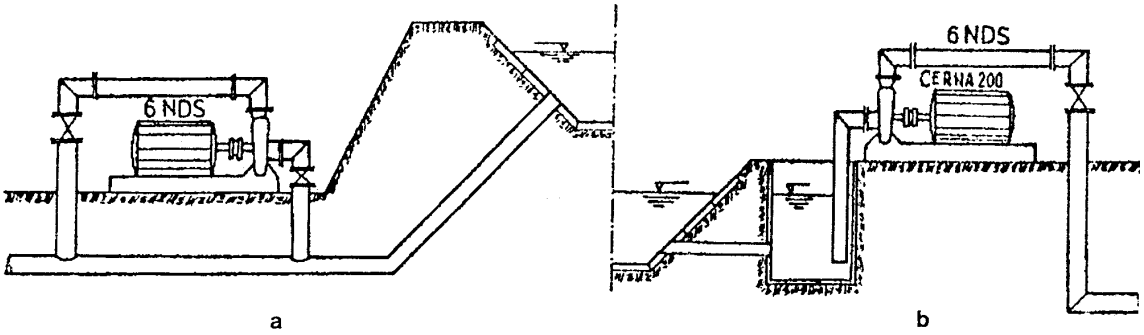



**Fig. 24.1.** Schema realizării irigaţiei bivalente în amenajări cu antene monofilare.

Concepţia acceptată pentru irigarea bivalentă este rotaţia anuală a culturilor pe suprafaţa deservită de o antenă, deci într-un sezon de irigare antena deserveşte o singură metodă de udare.

Din punct de vedere tehnic se utilizează atât amenajările cu antene monofilare, cât şi cu reţele de conducte. La amenajările monofilare presiunile diferenţiate se asigură prin pompări la sarcini diferite sau, în cazul când canalul are cotă dominantă, udările prin brazde se realizează gravitaţional, iar aspersiunea prin pompare (fig. 24.1).

Irigarea bivalentă din reţele de conducte este concepută prin dublarea parţială a reţelei, conducta secundară şi staţia de pompare asigură, la nivelul antenei, într-un sezon de irigare, o singură metodă de udare. Aceste soluţii conduc la condiţii economice nefavorabile, rezultă noduri de distribuţie relativ complicate – care pot genera confuzii la distribuţie (fig. 24.2) – şi, prin randamentul de utilizare mic al reţelei, implică dimensiuni mărite ale acesteia. În cadrul modernizării ploturilor de aspersiune se utilizează reţele unice de înaltă presiune, care satisfac cerinţele ploii artificiale, udările pe brazde realizându-se prin disiparea energiei. Deşi modificările componentelor plotului sunt minime şi se realizează productivităţi sporite la udare, prin diminuarea randamentului de utilizare a apei consumul de energie pentru irigare creşte faţă de aspersiune.

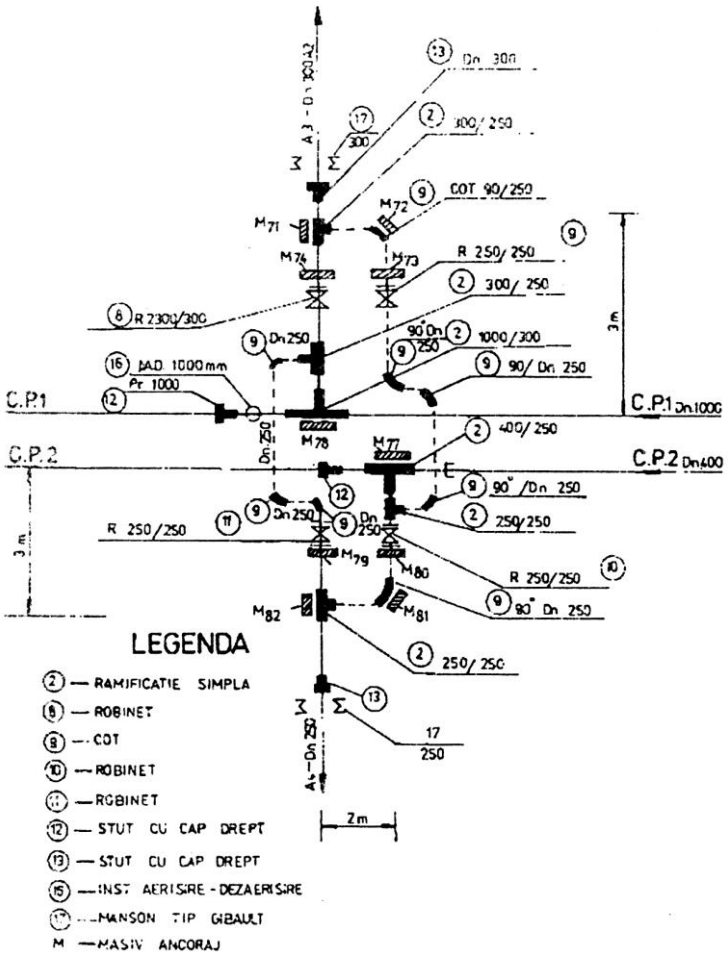



**Fig. 24.2.** Nod de distribuţie la antene, pentru irigaţie bivalentă, din reţele de conducte parţial dublate.

## 24.3. IRIGAŢIA BIVALENTA DIN REŢELE UNICE DE CONDUCTE, CU DOUĂ TREPTE DE PRESIUNE, PRIN DECALAREA ÎN TIMP A UDĂRILOR PE METODE, PE PERIOADA UNEI ZILE

Analiza schemelor de reţele bivalente evidenţiază că cea mai avantajoasă este amenajarea cu reţea unică de conducte în două trepte de presiune, atât din punct de vedere al investiţiilor, cât şi al consumului de energie. Realizarea irigaţiei bivalente dintr-o astfel de reţea presupune decalarea în timp a udărilor pe metode. Decalarea poate fi făcută pentru diferite perioade de timp, însă cea diurnă asigură cele mai evidente avantaje, ca: îmbunătăţirea randamentului de folosire a reţelei, reducerea puterii absorbite şi a consumului de energie. Creşterea randamentului de utilizare a reţelei concură la micşorarea debitelor de dimensionare şi,

implicit, la reducerea gabaritelor reţelei.

Decalarea diurnă a udărilor pe metode permite folosirea ambelor tehnici de irigare în decurs de 24 ore chiar la nivelul hidrantului. Irigarea prin brazde necesită control permanent al distribuţiei şi conducerii apei pe brazde, în special la prima udare. De aceea irigarea pe brazde se foloseşte ziua (orele 6-20), iar aspersiunea noaptea. Udarea pe brazde ziua elimină neajunsurile aspersiunii, creează un microclimat favorabil prin reducerea temperaturilor şi creşterea umidităţii relative a aerului din timpul zilelor însorite, caniculare. Udarea prin aspersiune noaptea măreşte randamentul de utilizare a reţelei şi apropie caracteristicile ploii artificiale de ale celei naturale prin: lipsa insolaţiei în timpul ploii, pierderi de apă prin evaporare mai mici, lentilele de picături pe aparatul aerian al plantelor se pot asimila cu rouă, care se evaporă până la insolaţia puternică din timpul zilei, frecvenţa şi tăria vântului este mai mică decât ziua. Aspectul criticabil al udărilor de noapte vizează dificultăţile controlului funcţionării aripilor, însă punerea în lucru, verificarea lor şi remedierea eventualelor defecţiuni permite realizarea unor udări de calitate. Actualele concepţii privind irigarea monovalentă prin aspersiune prevăd şi un ciclu de udare noaptea.

Primăvara, la începutul perioadei de vegetaţie, când înrădăcinarea superficială implică norme de udare mici, întreaga suprafaţă a plotului se poate iriga prin aspersiune.

## 24.4. GRADUL OPTIM DE BIVALENȚĂ

Realizarea unor amenajări bivalente avantajoase economic şi energetic presupune folosirea cât mai eficientă a reţelei, în perioada consumului maxim. Aceasta presupune randament maxim de utilizare a reţelei, care corespunde la debitul fictiv continuu brut. Acest deziderat implică respectarea gradului de bivalenţă şi pe antene, respectiv debite de dimensionare identice ale tronsoanelor pentru ambele trepte de presiune. Se presupune, că în luna cu consum maxim, norma lunară (ca medie ponderată) este ($\sum m$) lună. Înmulţind şi împărţind prima relaţie cu ($\sum m$) lună rezultă:

$$G = \frac{1}{1 + \frac{W_{net.a}}{W_{net.b}}} \qquad (24.2)$$

unde:

$W_{net.a}$ şi $W_{net\cdot b}$ reprezintă volumele de apă nete, distribuite plotului prin aspersiune, respectiv brazde.

Cunoscând randamentul udării în câmp, diferenţiat pentru brazde ($\eta_{ub}$) şi aspersiune ($\eta_{ua}$), se obţin volumele brute care se distribuie plotului prin cele două metode de udare în luna de vârf:

$$W_a = \frac{W_{net.a}}{\eta_{ua}}\ ;\ W_a = \frac{W_{net.b}}{\eta_{ub}} \qquad (24.3)$$

Randamentul de utilizare a reţelei este maxim când debitele reţelei pentru cele două metode de udare sunt egale, deci:

$$Q = \frac{W_a}{t_a} = \frac{W_b}{t_b} = \frac{W_{net.a}}{\eta_{ua} \cdot t_b} = \frac{W_{net.b}}{\eta_{ub} \cdot t_b} \qquad (24.4)$$

unde:

$t_a$ şi $t_b$ sunt timpii afectaţi dintr-o zi udărilor pe brazde, respectiv aspersiune.

Din (24.4) se obţine:

$$\frac{W_{net.a}}{W_{net.b}} = \frac{\eta_{ua} \cdot t_a}{\eta_{ub} \cdot t_b} \qquad (24.5)$$

care, înlocuit în (24.2), stabileşte gradul de bivalenţă pentru randamentul maxim de utilizare a reţelei:

$$G_{optim} = \frac{\eta_{ub} \cdot t_b}{\eta_{ub} \cdot t_b + \eta_{ua} \cdot t_a} \qquad (24.6)$$

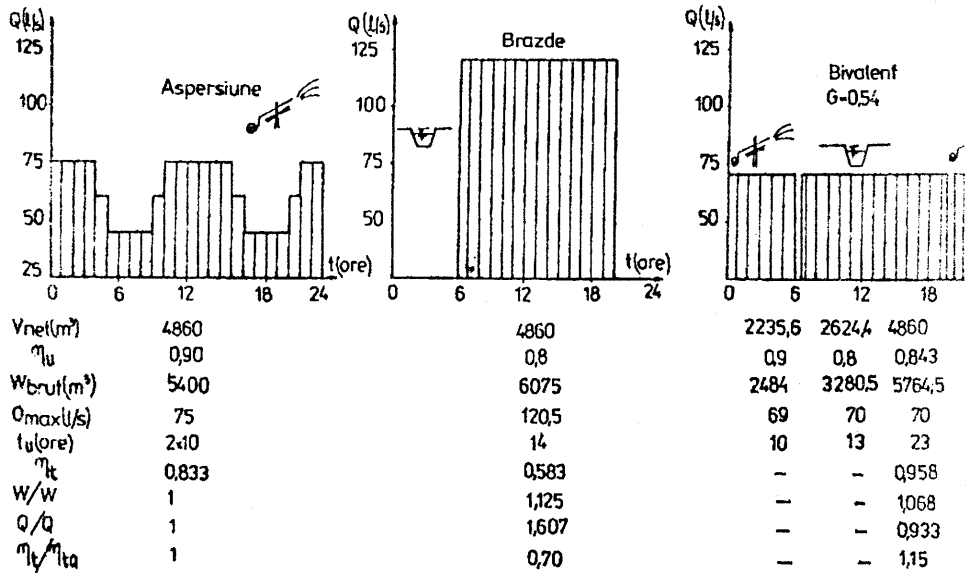
Presupunând $\eta_{ua}$ = 0,9 şi $\eta_{ub}$ = 0,8 pentru diverşi timpi de udare pe brazde şi aspersiune, rezultă gradul optim de bivalenţă şi randamentul de utilizare a reţelei (tabelul 24.1).

**Tabelul 24.1.** Gradul optim de bivalenţă şi randamentul de utilizare a reţelei ($G/\eta_r$)

| $t_{ua}$ (ore) \ $t_{ub}$ (ore) | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 |
|---|---|---|---|---|---|
| 8 | 0,57 / 0,833 | 0,59 / 0,875 | 0,61 / 0,917 | 0,63 / 0,958 | 0,64 / 1,000 |
| 9 | 0,54 / 0,875 | 0,56 / 0,917 | 0,58 / 0,958 | 0,60 / 1,00 | – |
| 10 | 0,52 / 0,917 | 0,54 / 0,958 | 0,55 / 1,00 | – | – |

Pentru exemplificare se consideră o schemă de udare prin aspersiune cu un grup de 5 aripi, cu volum net de apă distribuit la o udare de $W_{net}$ = 4.860 m$^3$, cu două cicluri de udare a câte 10 ore şi $\eta_{ua}$ = 0,9; udare prin brazde, cu $\eta_{ub}$ = 0,8 şi $t_b$=14 ore/zi; udare bivalentă $\eta_{ua}$ = 0,9, $\eta_{ub}$ = 0,8; $t_a$ = 10 ore, $t_b$ = 13 ore şi grad de bivalenţă $G$ = 0,54. Cu aceste date rezultă elementele caracteristice pentru cele trei metode de udare din fig. 24.3. Se remarcă creşterea volumului brut de apă distribuit la irigare bivalentă cu 6,8% faţă de aspersiune, însă datorită creşterii randamentului de utilizare a reţelei cu 15%, debitul de proiectare scade cu 6,7%.

Perioada de stagnare de câte 0,5 ore dimineaţa şi seara se utilizează pentru schimbarea treptelor de presiune.




| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $V_{net}(m^3)$ | 4860 | 4860 | 2235,6 | 2624,4 | 4860 |
| $\eta_u$ | 0,90 | 0,8 | 0,9 | 0,8 | 0,843 |
| $W_{brut}(m^3)$ | 5400 | 6075 | 2484 | 3280,5 | 5764,5 |
| $Q_{max}$(l/s) | 75 | 120,5 | 69 | 70 | 70 |
| $t_u$(ore) | 24:10 | 14 | 10 | 13 | 23 |
| $\eta_t$ | 0,833 | 0,583 | – | – | 0,958 |
| W/W | 1 | 1,125 | – | – | 1,068 |
| Q/Q | 1 | 1,607 | – | – | 0,933 |
| $\eta_t/\eta_{tq}$ | 1 | 0,70 | – | – | 1,15 |

**Fig. 24.1.** Exemplu de grafic de udare comparativ pentru acelaşi volum net.

Aceste perioade de stagnare se suprapun şi cu perioada de vârf a consumului din sistemul energetic naţional. Decalarea în timp a perioadelor de schimbare a treptelor de presiune din cadrul unui complex de irigare implică micşorarea consumului de energie pentru irigaţii în orele de vârf din sistemul energetic naţional.

## 24.5. DIMENSIONAREA REŢELEI DE CONDUCTE PENTRU IRIGAŢIE BIVALENTĂ

Dimensionarea reţelei aferente plotului, în ipoteza funcţionalului prezentat presupune, în prealabil, corelarea schemelor de amenajare interioară, sectorizarea plotului, calculul hidraulic şi al cantităţii de echipament mobil necesar.

Metodologia de dimensionare suferă particularizări în funcţie de modul de alimentare a reţelei: prin pompare, gravitaţional sau mixt (a, b, c).

În funcţie de caracteristicile echipamentelor mobile şi organizarea udărilor, se tronsonează reţeaua şi se stabilesc debitele de calcul. În concordanţă cu modul de livrare a apei, prin programarea udărilor sau la cerere, rezultă debitele de dimensionare pentru fiecare tronson.

La livrarea apei prin programarea udărilor, debitul tronsonului este suma debitelor echipamentelor de acelaşi tip care funcţionează aval şi pe tronsonul considerat.

$$Q_i = N \cdot Q_e = Int\left(\frac{S \cdot q_{sp}}{\eta_t \cdot \eta_u}\right) \qquad (24.7)$$

unde:

$Q_i$ şi $Q_e$ sunt debitele tronsonului, respectiv echipamentului mobil;

$N$ – numărul echipamentelor în funcţionare concomitentă;

$S$ – suprafaţa deservită de tronson;

$q_{sp}$ – debitul specific;

$\eta_t$ şi $\eta_u$ – randamentul de utilizare a reţelei şi a udării.

Pe antene, echipamentele mobile în funcţiune se distribuie uniform în lungul acestora, rezultând o dimensionare telescopică.

În cazul livrării la cerere se pot folosi cele două relaţii ale cererii (R. Clément).

Tronsonarea reţelei trebuie făcută pentru ambele trepte de presiune, apoi, prin suprapunerea lor, rezultă tronsoanele reţelei bivalente.

Calculul diametrelor pe sectoare de conductă se efectuează prin programare lineară, aceasta asigurând optimizarea reţelei. În cadrul dimensionării prin programare lineară restricţiile sunt condiţii tehnice, exprimate prin egalităţi şi inegalităţi, iar obiectivul optimizării îl constituie costul total anual al amenajării.

a) *Reţea alimentată prin pompare*

Se presupune că fiecare tronson $k$, de lungime $L_k$, debit $Q_{ak}$ şi $Q_{bk}$, este format din $m_k$ sectoare, cu diametre, lungimi şi preţuri unitare $D_{ki}$, $l_{ki}$, şi $c_{ki}$, respectiv pantele piezometrice $j_{aki}$ şi $j_{bki}$. Restricţiile obligatorii ale problemei sunt:

– relaţia piezometrică între nodurile alăturate (capetele tronsoanelor), scrise ambelor trepte de presiune:

$$Z_{bk}^{av} + \sum_{i=1}^{mk} l_{ki} \cdot j_{bki} \le Z_{bk}^{am}$$
$$Z_{ak}^{av} + \sum_{i=1}^{mk} l_{ki} \cdot j_{aki} \le Z_{ak}^{am} \quad (24.8)$$

– relaţia între lungimea sectoarelor şi lungimea tronsonului:

$$L_k = \sum_{i=1}^{mk} l_{ki} \quad (24.9)$$

– presiunea la fiecare hidrant trebuie să satisfacă sarcina pentru alimentarea echipamentelor de udare:

$$Z_{bk} - Z_{tk} = H_{bk} \ge H_b$$
$$Z_{ak} - Z_{tk} = H_{ak} \ge H_a \quad (24.10)$$

Restricţiile facultative se referă la:

– presiunea staţiei de pompare, care trebuie să se încadreze în limitele impuse de caracteristicile pompelor uzuale:

$$H_{\min SPP} \le H_{SPP} \le H_{\max SPP} \quad (24.11)$$

– sarcina în punctele nefavorabile să satisfacă necesităţile tehnice:

$$H_{\min} \le H_k \le H_{\max} \quad (24.12)$$

– consumul specific de tubulatură, exprimat în echivalent, să nu depăşească consumul normat:

$$\sum_{k=1}^{n} \sum_{i=1}^{mk} CE_{kij} \cdot l_{ki} \le L_{ETj} \quad (24.13)$$

Funcţia obiectiv, care exprimă mărimea optimizată, reprezintă minimalizarea cheltuielilor totale anuale:

$$a_{ki} \cdot ki \cdot c_{ki} + (A_a + B_a) H_{aSPP} + (A_b + B_b) H_{bSPP} = \text{minim} \quad (24.14)$$

b) *Reţea alimentată mixt (gravitaţional şi prin pompare)*

În situaţia când în partea frontală a unei reţele se poate asigura o presiune de 20-40 mCA gravitaţional, aceasta permite realizarea irigaţiei bivalente cu alimentare mixtă. Prin aceasta se realizează o independenţă energetică parţială a irigaţiilor.

Dimensionarea reţelei prin programare lineară facilitează optimizarea. Restricţiile obligatorii privind: relaţia piezometrică între nodurile alăturate, scrise ambelor trepte de presiune (8); relaţia între lungimea sectoarelor şi tronsonului (9); presiunea la fiecare hidrant (10) rămân nemodificate şi se completează cu o nouă condiţie privind presiunea de alimentare specifică brazdelor. Presiunea necesară la alimentarea reţelei pentru treapta de brazde ($H_b$) nu trebuie să depăşească valoarea sarcinii geodezice existente:

$$H_B \le H_G \quad (24.15)$$

Restricţiile facultative (24.11-24.13) pot fi folosite şi în acest caz.

Funcţia obiectiv, referitoare la cheltuielile totale anuale, nu mai cuprinde cota de amortizare şi întreţinere pentru staţia de pompare a brazdelor, având forma:

$$\sum_{k=1}^{n} \sum_{i=1}^{mk} \left[ a_{ki} \cdot l_{ki} \cdot c_{ki} + (A_a + B_a) \cdot H_{aSPP} \right] = \text{minim} \quad (24.16)$$

Diferenţa de presiune pentru irigarea prin aspersiune se obţine prin pompare.

c) *Amenajare bivalentă alimentată gravitaţional*

Condiţia alimentării gravitaţionale a reţelei presupune sarcină geodezică din diferenţă de cotă superioară presiunii de serviciu la aspersiune.

Restricţia (24.15) trebuie respectată şi pentru treapta de presiune pentru aspersiune:

$$H_B \le H_G$$
$$H_A \le H_G \quad (24.17)$$

iar funcţia obiectiv se referă numai la minimalizarea amortismentului în reţeaua de conducte:

$$\sum_{k=1}^{n} \sum_{i=1}^{mk} a_{ki} \cdot l_{ki} \cdot c_{ki} = \text{minim} \quad (24.18)$$

La funcţionarea treptei de presiune specifică brazdelor, energia suplimentară se disipă pe regulatoare de presiune, sau când există posibilitatea, apa se turbinează. În această situaţie avem de a face cu reţea unică de înaltă presiune, care satisface necesităţile irigaţiei bivalente, însă consumul de energie este chiar mai mare decât la irigarea monovalentă prin aspersiune.

S-au utilizat notaţiile: $Z_{bk}^{am,\,av}$ – cota piezometrică la capătul amonte şi aval al tronsonului $k$ pentru treapta de brazde; $Z_{ak}^{am,\,av}$ – idem pentru treapta de aspersiune; $l_{ki}$ – lungimea sectorului $^{ak}\,ki$, cu diametrul $D_{ki}$ şi debitele $Q_a$ şi $Q_b$ la care corespund pantele hidraulice $j_{bki}$ şi $j_{aki}$; $L_k$ – lungimea tronsonului $k$; $Z_{tk}$, $Z_{bk}$, $Z_{ak}$ – cota terenului şi piezometrică pentru cele două trepte de presiune în nodul $k$, $H_b$ şi $H_a$ – presiunile necesare la hidrant pentru brazde, respectiv aspersiune; $H_{bk}$ şi $H_{ak}$ – presiunile efective în nodul $k$ pentru cele două trepte $H_B$, $H_A$; $H_G$ – presiunea în capătul amonte al reţelei pentru irigarea prin brazde, aspersiune şi cea existentă gravitaţional, $CE_{kij}$ – coeficient de echivalenţă pentru tubul de pe sectorul $ki$ referitor la materialul $j$; $L_{Etj}$ – lungimea echivalentă totală admisă din materialul $j$ întregii reţele; $a_{ki}$ – cota de amortizare pentru tubul de pe sectorul $ki$; $c_{ki}$ – preţul unitar al conductei pozate pe sectorul $ki$; $A_b$, $A_a$ – coeficienţi de amortizare ai celor două trepte ale SPP; $B_b$, $B_a$ – coeficienţi privind costul energiei consumate anual în funcţie de volumul pompat la cele două trepte de presiune; $H_{bSPP}$, $H_{aSPP}$ – sarcina de alimentare a reţelei pentru cele două metode de udare.

## 24.6. EXEMPLU DE PLOT PENTRU IRIGAŢIA BIVALENTĂ

Plotul de irigaţie luat în studiu deserveşte o suprafaţă de 1545 ha şi a fost amenajat pentru aspersiune (fig. 24.4). Modificarea planului de cultură a impus modernizarea plotului prin trecerea la bivalenţă. S-a utilizat funcţionalul prezentat la subcap. 24.3. Pe lângă modernizarea reţelei existente s-a studiat influenţa tehnicii de calcul asupra dimensionării amenajării.

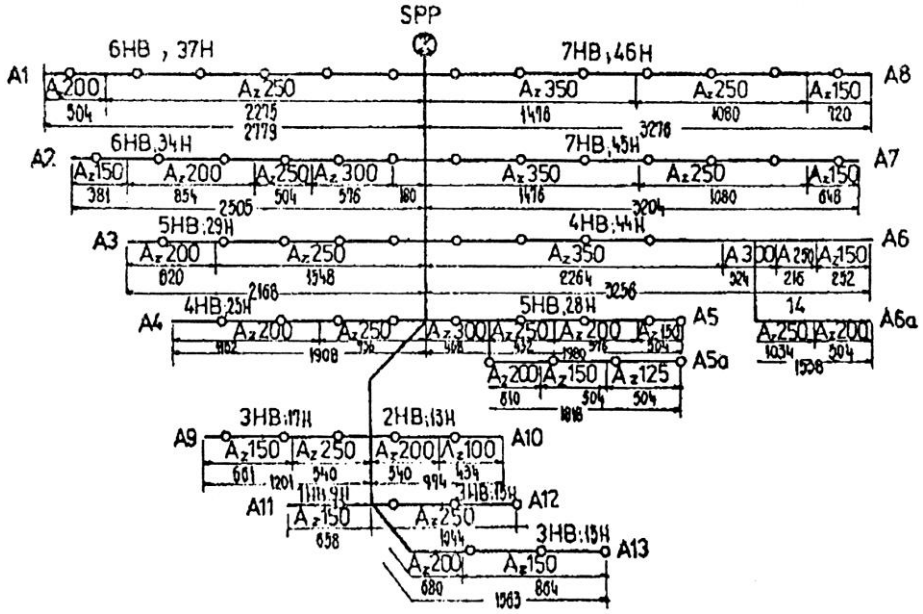



**Fig. 24.4.** Schema reţelei plotului analizat: $A_{1...13}$ – antene; HB – hidrant bivalent; H – hidrant; SPP – staţia de punere sub presiune; Az – azbo

În concordanţă cu planul de cultură, gradul de bivalenţă este $G$ = 0,7. Aripa de aspersiune are debitul $Q_a$ = 14,53 l/s şi necesită la hidrant presiunea $H_a$ = 42,60 mCA. Echipamentul EUBA-150 este caracterizat prin $Q_b$ = 24 l/s şi $H_b$ = 10 mCA. În primele faze de vegetaţie întreaga suprafaţă se udă prin aspersiune, cu două cicluri în 24 ore, fiind necesare 36 aripi. În perioada consumului maxim se udă bivalent, fiind necesare 36 aripi de aspersiune (un singur ciclu pe zi) şi 41 seturi EUBA-150.

Calculele s-au întocmit în variantele:

a – irigare prin aspersiune şi bivalentă din reţeaua existentă;

b – optimizarea reţelei pentru irigare prin aspersiune şi bivalentă

Rezultatele sintetice ale calculelor sunt prezentate în tabelul 24.2.

În cadrul irigaţiei bivalente s-a ţinut scamă de necesitatea nivelării capitale, pentru care s-a considerat energia 500 kWh/ha. În cadrul modernizării plotului existent energia înglobată suplimentar este de 680 kWh/ha. În instalaţii şi echipamente speciale se încorporează cu 130 kWh/ha mai mult în reţeaua optimizată pentru bivalenţă decât în amenajarea de aspersiune.

Faţă de aceste specificaţii se remarcă oportunitatea irigaţiei bivalente, atât pentru modernizarea amenajărilor de aspersiune existente, cât şi la înfiinţarea de noi amenajări.

În ambele cazuri se remarcă scăderea energiei consumate anual (pompare + înglobată) cu 15-17%. Consumul specific de energie pentru irigare scade: în cadrul modernizării cu peste 30%, iar la amenajarea nouă cu până la 25%.

Rezultă că amenajările de irigaţii bivalente cu reţele de conducte sunt competitive tehnic, economic, energetic, organizatoric şi chiar din punct de vedere social cu alte tipuri de amenajări. Având reţele unice de conducte în două trepte de presiune, cu decalarea diurnă a udărilor pe metode, asigură superioritatea acestei metode de udare, fiind posibilă de aplicat atât la amenajări noi cât şi la modernizarea ploturilor de aspersiune.

Stabilirea gradului optim de bivalenţă asigură creşterea randamentului de utilizare a reţelei şi implicit, micşorarea debitelor de proiectare, iar dimensionarea optimă a reţelei prin programare lineară conduce la ploturi de irigare bivalentă în care consumul de energic este cu până la 15% inferior amenajărilor prin aspersiune şi puterea absorbită poate să se micşoreze mai mult.

**Tabelul 24.2.** Caracteristicile hidraulice şi energetice ale amenajării studiate

| Nr. crt. | Mărimea caracteristică | Varianta analizată | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | plot existent | | plot optimizat | |
| | | aspers. | bivalent | aspers. | bivalent |
| 1. | Suprafaţa deservita (ha) total:<br>aspersiune<br>brazde | 1545<br>1545<br>– | 1545<br>464<br>1081 | 1545<br>1545<br>– | 1545<br>464<br>1081 |
| 2. | Debit instalat (l/s) total:<br>aspersiune<br>brazde | 1046<br>1046<br>– | 1600<br>640<br>960 | 1046<br>1046<br>– | 1600<br>640<br>960 |
| 3. | Sarcina de pompare (mCA):<br>aspersiune<br>brazde | <br>71,47<br>– | <br>60,54<br>42,86 | <br>53,56<br>– | <br>51,03<br>31,29 |
| 4. | Puterea instalată în agregate (kW); total:<br>aspersiune<br>brazde | 938<br>938<br>– | 1000<br>485<br>515 | 701<br>701<br>– | 785<br>409<br>376 |
| 5. | Puterea instalată în echipamentul electric (kW) | 938 | 515 | 701 | 409 |
| 6. | Volum pompat ($10^6$ $m^3$) total:<br>aspersiune<br>brazde | 5,253<br>5,253<br>– | 5,253<br>2,333<br>2,920 | 5,253<br>5,253<br>– | 5,253<br>2,333<br>2,920 |
| 7. | Energie consumată pentru irigare (MWh/an) total:<br>aspersiune<br>brazde | 1308<br>1308<br>– | 926<br>491<br>435 | 977<br>977<br>– | 731<br>414<br>317 |
| 8. | Energia specifică la irigare<br>– absolut (kWh/ha, an):<br>– relativ (%) | <br>847<br>134 | <br>599<br>94,8 | <br>632<br>100 | <br>473<br>74,8 |
| 9. | Energia ce revine unui an din cea înglobată (MWh/an) | 368 | 512 | 391 | 432 |
| 10. | Energia consumată anual pentru pompare şi cea înglobată:<br>– absolut (kWh/ha, an):<br>– relativ (%) | <br>1676 122,5 | <br>1438 105,1 | <br>1368 100,0 | <br>1163 85,0 |
| 11. | Lungimea echivalentă a conductelor (m)<br>– azbociment (150)<br>– PREMO (600) | <br>68633<br>3242 | <br>68633<br>3243 | <br>68126<br>4197 | <br>61177<br>3529 |

Capitolul 25

# TEHNICA IRIGAŢIEI LOCALIZATE

Irigaţia localizată include tehnici ca: picurarea, rampe perforate şi irigaţia punctiformă, prin care se administrează apa cât mai direct la plantă, pe rândul de vii şi pomi.

Aceste tehnici sunt noi şi au izvorât din preocuparea de a se realiza economisirea apei de irigaţie, a energiei etc.

## 25.1. IRIGAŢIA PRIN PICURARE

Asemănător picăturii de ploaie naturală, deci plecându-sc de la bionică, ştiinţă care studiază „invenţiile" naturii, picătura de apă este distribuită la fiecare plantă cu un picurător, sau cu mai multe picurătoare montate pe o conductă de udare amplasată în lungul rândului de plante, pomi şi viţă de vie.

Din punct de vedere al tipului de echipament de udare acesta poate fi un echipament fix cu udare continuă sau discontinuă şi care se foloseşte pentru plantaţii pomiviticole şi în sere, sau poate fi un echipament mobil, atât conductele de udare cât şi cele secundare.

Udarea aplicându-se în jurul plantei, rezultă o suprafaţă total udată mai mică, o evaporaţie redusă, deci un consum de apă mic, iar umiditatea solului se menţine în intervalul umidităţii optime cât mai aproape de capacitatea de câmp.

### 25.1.1. CONDIŢII DE APLICARE

Ţinând seamă de investigaţiile ridicate necesare amenajării, irigaţia prin picurare este recomandată în livezi, podgorii, căpşunerii, floricultură şi legumicultură. Din punct de vedere pedoclimatic, irigarea prin picurare se aplică acolo unde evaporaţia este mare, pe sol nisipos, iar cât priveşte relieful se poate aplica până la plante egale cu cele pe care sunt plantaţii vitipomicole. Sub aspect hidrogeologic, udarea prin picurare asigură o distribuţie controlată a apei, plasând bulbul de umiditate fără a provoca percolări, iar accesibilitatea apei din sol pentru plante este uşurată deoarece dezvoltarea rădăcinilor plantelor este concentrată în zona umectată, în bulbul de umiditate sau în lungul benzii umezite pe rândul plantaţiei, astfel uniformitatea distribuţiei apei este de 90%.

Faţă de udările prin brazde şi aspersiune, udarea prin picurare prezintă avantajele: reduce energia cu 25-40%, realizează o economie de apă de 20-40%, are un randament al udării de minimum 90% etc.

La noi s-au proiectat şi amenajat irigaţii prin picurare la Dăbuleni – Dolj, I.C.I.T.I.D. Băneasa – Giurgiu, Dealul Redii – Tulcea, Iaşi – Facultatea Hidrotehnică (Inst. Politehnic) (în viticultură şi pomicultură), I.A.N.B. Bucureşti (la pomi) etc.

### 25.1.2. COMPONENTELE INSTALAŢIEI DE UDARE PRIN PICURARE

Instalaţia de udare prin picurare existentă la noi în ţară IUP1 este tip fix pentru plantaţiile de vii şi pomi şi mobilă pentru legume. Se alimentează din reţele de conducte îngropate sub presiune şi are următoarele părţi principale:

a) Ansamblul frontal compus din: contorimetru pentru măsurarea normelor de udare cu valoare prestabilită şi închidere automată; filtre cu nisip şi sită metalică; branşament pentru distribuţia îngrăşămintelor; regulator de presiune.

Presiunea maximă la intrarea în ansamblul frontal este de 2,5 daN/cm, iar normele de udare ce pot fi administrate în funcţie de cultură variază între 150-400 $m^3$/ha. O instalaţie deserveşte o suprafaţă de 15-25 ha, asigurând un debit modul de 6-10 l/s.

b) Conductele de distribuţie, pozate subteran la 0,6 m pentru amenajările fixe şi suprateran pentru cele mobile, sunt confecţionate din policlorură de vinil (PVC) tip mediu cu diametrul de 50, 63 şi 70 mm.

c) Conductele de udare, formate din tuburi de polietilenă de joasă densitate (PEjd) de culoare neagră, cu diametrul de 16 mm pentru lungimea de 100 m fiind amplasate suprateran (câte una pe rând) şi alimentate unilateral sau bilateral folosind sistemul de branşare tip niplu cu garnitură de cauciuc.

d) Picurătoarele sunt autoreglabile în derivaţie cu debite de 2 şi 4 l/h montate pe conducte de udare la echidistanţa de 0,4-1,5 m, funcţie de caracteristicile solului şi ale culturii.

### 25.1.3. NECESARUL DE APĂ ŞI ELEMENTE TEHNICE ALE UDĂRII PRIN PICURARE

*Norma de irigare ($N_{ip}$)* în $m^3$/ha se calculează:

$$N_{ip} = N_i \cdot K_p \cdot K_0 \qquad (25.1)$$

în care:

$N_i$ – este norma de irigaţie rezultată pe bază de bilanţ la udările clasice (brazde, aspersiune) cu elementele: *Ri, P,* $A_f$, $\sum(e+t)$, $R_f$, calculată anual şi lunar pe asigurări de calcul;

$K_p$ – coeficient de corelaţie funcţie de raportul suprafaţă udată/neudată (tabelul 25.1);

$K_0$ – coeficient de corelaţie funcţie de raportul dintre suprafaţa ocupată de cultură efectiv (ţinând seamă de vârsta plantaţiei, densitatea de plantare şi alte lucrări ce se includ în suprafaţa plantă) şi suprafaţa ocupată de plantaţie (tabelul 25.2)

**Tabelul 25.1.** Valorile coeficientului de corecţie $K_p$

$$K_p = K_e K_t$$

| Condiţii | Procent suprafaţă udată $p$ (%) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 20 | 25 | 40 | 60 | 80 | 100 |
| $K_e = 1 - h/H\,(1 - P)$ | | | | | | |
| $h/H$ = 0,05, condiţii normale | 0,96 | 0,96 | 0,97 | 0,98 | 0,99 | 1,0 |
| $h/H$ = 0,15, condiţii restrictive* | 0,88 | 0,89 | 0,91 | 0,94 | 0,97 | 1,0 |
| $K_l = 0{,}65\, e^{0,5p}$ | | | | | | |
| | 0,72 | 0,74 | 0,79 | 0,88 | 0,96 | 1,0 |
| $K_p = K_e\, K_t$ | | | | | | |
| Condiţii normale | 0,69 | 0,72 | 0,77 | 0,79 | 0,95 | 1,0 |
| Condiţii restrictive* | 0,64 | 0,66 | 0,72 | 0,75 | 0,94 | 1,0 |

* – Pentru condiţii restrictive (adâncimi reduse de udare la soluri foarte subţiri). În acest caz la udările clasice valoarea $N_i$ de referinţă se majorează cu 10%

$H$ – adâncimea de udare (m)

$h$ – adâncimea stratului echivalent afectat de evaporarea între două udări (0,05-0,1, funcţie de textură şi durata între udări).

**Tabelul 25.2.** Valorile coeficientului de corecţie $K_0$

$$K_0 = G_0 + 0{,}5(1 - G_0)$$

| Grad ocupare | Coeficient corecţie | Situaţii orientative ale valorii $G_0$* | | |
|---|---|---|---|---|
| | | pantă teren % | vârsta plantaţiei | |
| | | | vie | pomi |
| 1 | 1 | 10 | plantaţii | pe rod (matură) |
| 0,90 | 0,95 | 10 | 4 | |
| 0,85 | 0,92 | 15 | | 5 |
| 0,8 | 0,9 | 20 | | |
| 0,75 | 0,88 | 25 | 3 | |
| 0,7 | 0,85 | 30 | | 4 |
| 0,65 | 0,82 | 35 | | |
| 0,4 | 0,7 | | 2 | 3 |
| 0,25 | 0,62 | | 1 | 2 |
| 0,15 | 0,57 | | – | 1 |

* – La aplicarea udărilor valorile se reconsideră pentru situaţiile concrete, iar la proiectare nu se are în vedere coeficientul de corecţie cu vârsta

*Norma de udare ($m_p$)* se obţine:

$$m_p = y \cdot G_v \cdot H(C - p_{\min})\frac{p}{\gamma} \quad (\text{m}^3/\text{ha}) \qquad (25.2)$$

în care:

$y$ – raportul dintre conţinutul de apă din suprafaţa udată şi capacitatea de acumulare în intervalul capacităţii de câmp – umiditatea de start în aceeaşi suprafaţă;

$G_v$ – greutatea volumetrică în t/m$^3$;

$h$ – adâncimea de udare în m;

$C$ – capacitatea de câmp în %;

$p_{\min}$ – plafonul minim în %;

$p$ – raportul dintre suprafaţa udată şi suprafaţa ocupată de cultură;

γ – randamentul udării (0,90-0,95);

*Debitul modul* ($q_m$) al distribuţiei (cantitatea de apă distribuită la un moment dat pe unitatea de suprafaţă) se calculează:

$$q_m = 2{,}78\frac{q_p}{d_{cu} \cdot d_p} \ (\text{l/s ha}) \qquad (25.3)$$

în care:

$q$ – debitul picurătorului (l/h)

$d_{cu}$ – distanţa între conductele de udare (m)

$d_p$ – distanţa între picurătoare (m)

*Intervalul între udări* ($T$) în luna de vârf se obţine:

$$T = \frac{m_p}{(e+t)\,p} \ (\text{zile}) \qquad (25.4)$$

$(e + t)\,p$ – cantitatea de apă consumată zilnic de cultura irigată prin picurare şi care faţă de irigaţia prin brazde şi aspersiune (clasic):

$$(e+t)\,p = (e+t)c \cdot K_p \cdot K_0 \qquad (25.5)$$

unde:

$K_p$ şi $K_0$ sunt ca mai sus.

*Durata udării* ($t$) se calculează:

$$t = \frac{m_{p,b}}{q_m} \ (\text{ore}) \qquad (25.6)$$

în care:

$m_{p,b}$ – norma de udare brută (m$^3$/ha)

$q_m$ – debitul modul al distribuţiei (m$^3$/ha).

## 25.1.4. SCHEMA REŢELEI DE CONDUCTE ŞI DE AMENAJARE A SECTORULUI DE UDARE. DEBITE ŞI PRESIUNI

Schema reţelei de conducte pentru amenajarea prin picurare, atât cea de tip fix, cât şi mobil, plecând de la priza de apă, urmează ansamblul frontal, apoi conducta principală (CP), din care pleacă conducte secundare (CS) şi din aceasta, conducte de distribuţie (CD), deci conducte de transport şi distribuţie, din PVC (policlorură de vinil), îngropate.

Din conducta de distribuţie pleacă ultimele conducte, cele de udare (CU) din $PE_{jd}$ (polietilenă de joasă densitate) pe care sunt montate picurătoarele (fig. 25.1. a şi b).

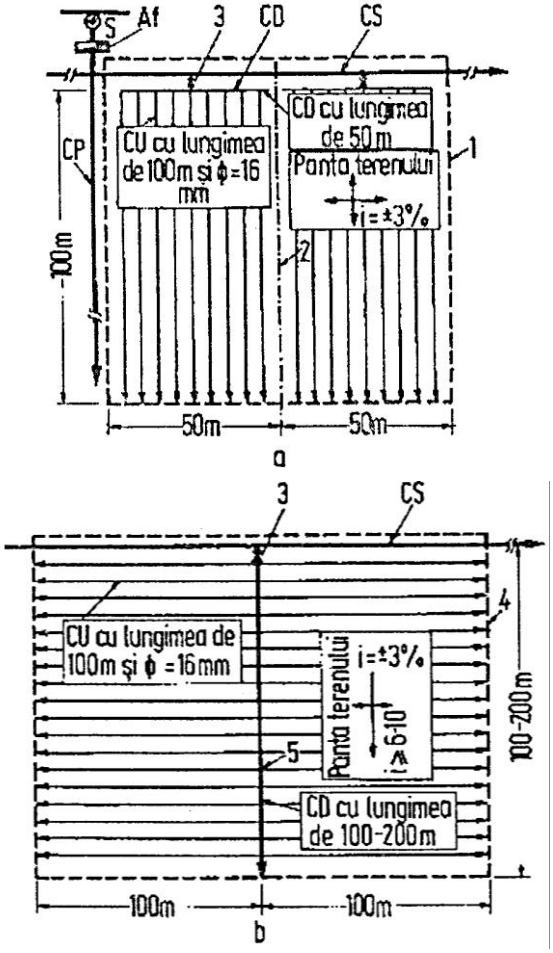



**Fig. 25.1.** Schema reţelei de conducte şi de amenajare a sectorului de udare: a) pe terenuri plane; b) pe terenuri în pantă cu plantaţii pe curba de nivel. S = sursa, Af = ansamblul frontal, CP = conducta principală; CS = conducta secundară; CD = conducta de distribuţie, CU = conducta de udare; 1 – limita parcelei de udare; 2 – limita celor două sectoare de udare; 3 – robinet; 4 – limita sectorului de udare; 5 – potecă paralelă cu CD şi care împarte sectorul de udare în 2 parcele.

Suprafaţa sectorului de udare în cazul terenurilor plane este de 0,5-2 ha şi a parcelei de 2-4 ha, iar în cazul terenurilor în pantă de 2-4 ha şi 1-2 ha, având în vedere că lungimea CD poate fi de 100-200 m, amplasarea ei făcându-se pe linia de cea mai mare pantă.

Pe conducta de udare se montează picurătoare la distanţă de 0,8-1,5 m, asigurându-se la viţa de vie 1 picurător la butuc amplasat la jumătatea între butuci, iar la pomi 1-4 picurătoare, funcţie de schema de plantare.

La dimensionarea conductei de udare, criteriul de bază este asigurarea distribuţiei uniforme a apei. În cazul picurătoarelor autoreglabile şi având în vedere valorile limită – în cazul unor situaţii extreme din sectorul de udare ale intervalului de presiuni:

$$P_{max} = 2 \text{ daN/cm}^2 \text{ şi } P_{min} = 0{,}8 \text{ daN/cm}^2 \quad (25.7)$$

se asigură o uniformitate maximă.

*Debitul conductei de udare ($Q_{CU}$)* este un debit uniform distribuit:

$$Q_{CU} = n_p \cdot \frac{q_p}{3600} = \frac{L_{CU}}{d_p} \cdot \frac{q_p}{3600} \text{ (l/s)}$$

(25.8)

unde:

$n_p$ – numărul de picurătoare pe conducta de udare (buc.)

$q_p$ – debitul picurătorului (l/h)

$L_{CU}$ – lungimea conductei de udare (m)

$d_p$ – distanţa dintre picurătoare (m)

*Presiunea pe conducta de udare* necesară în amonte *($P_{am}$)* se poate calcula:

$$P_{am} = 8 + hdi + Hgi \quad (25.9)$$

în care:

8 – presiunea minimă necesară la picurător (m)

*hdi* – pierderea de sarcină pe tronson secţiune amonte – secţiune punct cu situaţia cea mai defavorabilă (cotă teren – pierdere de sarcină până în secţiune, cu valoare maximă) (m)

*Hgi* – diferenţa de cotă între secţiunea aval de calcul şi secţiunea amonte (m)

Se menţionează că, conductele de udare sunt paralele cu rândurile de plante, pe terenurile în pantă fiind în cele mai multe cazuri pe curba de nivel.

*Debitul conductei de distribuţie ($Q_{CD}$)* se calculează:

$$Q_{CD} = n_{CU} \cdot Q_{CU} \text{ (l/s)} \quad (25.10)$$

În cazul în care orografia terenului nu influenţează sensibil lungimea activă a conductei de distribuţie:

$$Q_{CD} = \frac{L_{CD}}{d_{CU}} \cdot Q_{CU} \text{ (l/s)} \quad (25.11)$$

La udarea plantaţiilor pe terase drepte:

$$Q_{CD} \cong \frac{L_{CD} - \Delta H}{d_{CU}} \cdot Q_{CU} \text{ (l/s)} \quad (25.12)$$

în care:

$n_{CU}$ – numărul conductelor de udare în funcţiune simultană (buc.)

$Q_{CU}$ – debitul conductei de distribuţie (l/s)

$L_{CD}$ – lungimea conductei de distribuţie (m)

$d_{CU}$ – distanţa între conductele de udare care poate fi distanţată între rândurile plantelor (m)

$\Delta H$ – diferenţa de cotă dintre punctele amonte-aval a CD (m)

*Presiunile* se vor calcula în regim dinamic şi static, având în vedere debitele de dimensionare constante pe un tronson. În cazul amenajărilor pe versanţi cu lăţime mare se ţine seama de funcţionarea lăţimii totale de pompare, presiunea maximă de lucru în regim static a reţelei, posibilitatea realizării unor acumulări tampon, eventual cu funcţionarea complexă etc. (vezi

23.3.1. calculul hidraulic).

*Dimensiunea sectorului de udare (SU)* se realizează prin corelarea cu factori ca: mărimea suprafeţei amenajării (*S*), intervalul între udări *I* în zile, cu numărul de poziţii udate/zi ($n_p$), timpul de udare ($t_u$) şi mărimea suprafeţei parcelelor plantaţiei ($S_p$), încât sectorul de udare este egal sau submultiplu suprafeţei modul ($S_m$):

$$S_m = \frac{S}{I \cdot n_p} \text{ (ha)} \qquad (25.13)$$

iar:

$$n_p = \frac{24}{t_u} \qquad (25.14)$$

Pe terenurile plane $S_u = (1–3)\, S_p$, iar pe cele în pantă $S_u = \left(\frac{1}{4} - 1\right) S_p$.

*Calculul pierderilor de sarcină pe conducte,* cu plasarea lor, armături şi fitinguri pe reţeaua de conducte îngropate (robineţi, regulatoare de presiune, vană contorimetru pentru automatizarea distribuţiei, dispozitive de aerisire, dezaerisire, antişoc) execuţia tehnico-economică etc. se pot aprofunda din documentaţia ICITID instalaţii de udare prin picurare IUP-1 omologată în anul 1984.

## 25.2. IRIGAŢIA PRIN RAMPE PERFORATE

Irigaţia se realizează cu rampe perforate (conducte de udare cu orificii), din polietilenă de joasă densitate, amplasate fiecare pe fundul unei rigole biefată prin diguleţe de pământ şi unde apa curge în rigolă, având în faţa fiecărui orificiu un manşon sparge-jet. Debitele orificiilor, pe timpul aplicării normei de udare, sunt corelate cu infiltraţia apei în sol şi cu acumularea în biefuri fără ca apa să deverseze.

Metoda respectivă s-a realizat în Franţa şi amenajarea de irigaţie respectiv reţeaua de conducte este concepută să funcţioneze automatizat. Presiunea apei de-a lungul rampei perforate variază de la 1,3-0,3 daN/cm$^2$, iar diametrul orificiilor de la 1,6 mm în capătul amonte, la 2,1 mm în capătul aval, realizându-se debite uniforme, în funcţie de tipul de sol, de la 2 la 4 cm$^3$/s ml. Tehnica respectivă se aplică cu deosebire la pomi, rigola executându-se chiar pe linia pomilor şi deci rampa perforată trecând pe lângă tulpina acestora.

La noi, s-a experimentat şi s-a realizat instalaţia de udare prin rampe perforate (IUTP-1) autor ICITID (pentru pomi şi vii), având următoarele părţi componente:

a) ansamblul frontal cu filtrul primar, vană – contorimetru, dispozitivul de solubilizare şi injecţie şi limitatorul de presiune;

b) reţeaua de conducte formată din conducta de transport, conducte de distribuţie şi conducte (rampe) perforate cu elemente de distribuţie de tip ajutaj cu disipitor.

Schema amenajării cu reţeaua de conducte (fig. 25.2) – la pomi lungimea maximă a rampei perforate este 200 m, pentru viţa de vie 100 m, rezultând sectoare de udare de câte 1 ha şi sectorul de irigaţie de 12 ha.

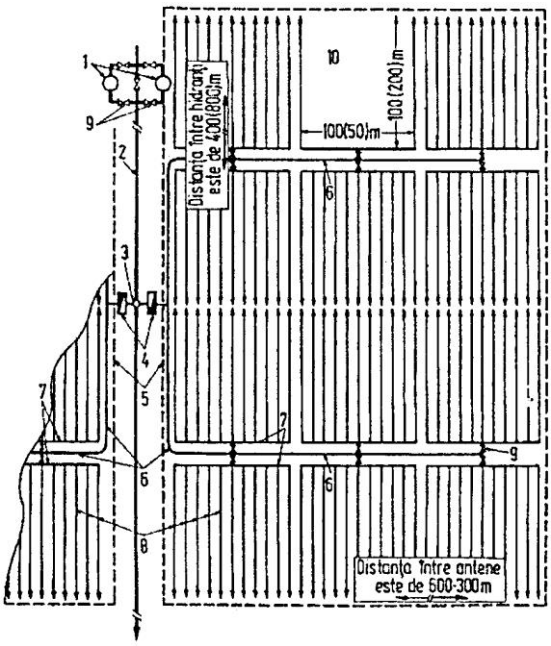



**Fig. 25.2.** Schema reţelei de conducte la udarea prin rampe perforate: 1 – filtrul separator (filtrare primară); 2 – antenă; 3 – hidrant; 4 – ansamblu frontal; 5 – limita suprafeţei aferente unui ansamblu frontal (sector de irigaţie); 6 – conductă de transport; 7 – conductă de distribuţie; 8 – conducte (rampe) perforate; 9 – robineţi; 10 suprafaţa aferentă unei conducte de distribuţie (sector de udare).

Necesarul de apă se stabileşte după metodologia de la udarea prin picurare. Dintre elementele tehnice specifice acestei metode de udare remarcăm: debitul specific de infiltrare ($q_i$), lungimea maximă ($L$) a rampei perforate şi norma de udare. Debitul specific de infiltraţie se recomandă a se determina în teren.

Lungimea maximă a rampei perforate se calculează pentru:

– teren orizontal:

$$L \le \left\{ \frac{3\left[1-\left(1-\gamma q\right)^2 \cdot H_{am} \cdot D_i^{3+b}\right] l + b}{a \cdot q^b} \right\}^1 \qquad (25.15)$$

– teren în pantă:

$$\left| 1 - \sqrt{1 + \frac{3ILD_i^{3+b} - aq^b \cdot L^{1+b}}{3H_{am} D_i^{3+b}}} \right| - \delta q \le 0 \qquad (25.16)$$

unde:

$L$ – este lungimea maximă a conductei de udare, exprimată în m

$D_i$ – diametrul interior, în dm

$q$ – debitul uniform distribuit, exprimat în $dm^3/s/ml$

$H_{am}$ – presiunea în extremitatea amonte, în mCA

$q$ – toleranţa admisă pentru neuniformitatea elementelor de distribuţie a debitului

$a$ – coeficient din exprimarea relaţiei pierderilor de sarcină

$b$ – exponentul debitului din relaţia de calcul a pierderilor de sarcină;

$I$ – panta de montare a conductei de udare.

Ecuaţia (25.16) se rezolvă prin încercări, deoarece conducta de udare poate fi amplasată în pantă descendentă sau ascendentă şi se recomandă ca aceasta să se ia în considerare prin semn algebric.

La calculul normei de irigaţie se va avea în vedere indicele de udare efective a suprafeţei amenajate, sub formă zecimală.

Pentru execuţia amenajării, funcţionarea instalaţiilor şi exploatarea întregului sistem se va apela la documentaţia instalaţiei de udare prin rampe perforate (IUTP-1).

## 25.3. IRIGAŢIA PUNCTIFORMĂ

Este o metodă de udare subterană-punctiformă, realizată prin intermediul unor dispozitive legate în serie prin conducte PVC tip uşor $D_n$ 15-20 mm (fig. 25.3 a şi b) amplasate la o adâncime de 0,4-0,6 m şi cu lungimi de 50-200 m. Din fiecare dispozitiv apa alimentează solul prin sucţiune, capilaritate şi gravitaţie, realizându-se umectarea subterană punctiformă continuă sau aproape continuă, aplatizând diferenţele gradului de umectare a solului, apropiindu-se mai mult de realizarea unui raport optim al apei şi aerului din sol şi conducând în acest mod la sporuri de producţie.

Dispozitivul de udare este format dintr-un vas de ceramică cu suport, un tub interior de mase plastice închis la partea inferioară şi cu un capac etanş la partea superioară. Tubul la partea superioară este prevăzut cu orificii (6-8 mm) protejate de o fâşie de sită din PVC sau din geotextil. Vasul de ceramică se umple parţial cu nisip şi cu pământ rezultat din săpătura de amplasare a dispozitivului (fig. 25.3.a)

Tubul interior – prin soluţia stabilită – permite întreruperea liniei piezometrice de la un dispozitiv la următorul pe linia de udare subterană, asigurând o scurgere laminară a apei şi o distribuţie regularizată. Ansamblul tub interior – vas din ceramică permite totodată o inerţie funcţională asigurătoare alimentării corespunzătoare cu apă a liniei de udare ce pot fi amplasate orizontal sau cu o mică pantă în sensul de curgere, în care caz se poate conta şi pe un efect secundar de drenaj, apa în exces fiind recepţionată de vase atunci când nu se irigă.

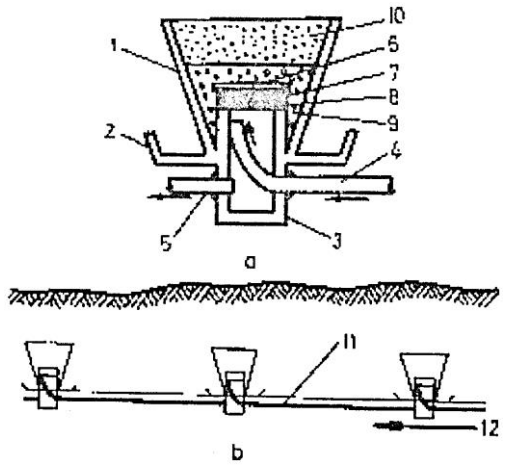



**Fig. 25.3.** Dispozitiv de udare şi linia de udare punctiformă: a) dispozitiv; b) linia de udare: 1 – vas; 2 – suport; 3 – tubul interior; 4 – conducta de intrare; 5 – conducta de ieşire; 6 – capac din PVC; 7 – orificii; 8 – sită; 9 – nisip; 10 – pământ; 11 – linia de udare; 12 – sensul de curgere a apei.

Schema de amenajare cu linii de udare distanţate la 3-4 m este redată în fig. 25.4 şi se menţionează faptul că această tehnică de irigaţie este o invenţie românească, titular ISPIF Bucureşti, amenajarea experimentală fiind realizată la staţiunea Brăila şi Facultatea Hidrotehnică Iaşi.

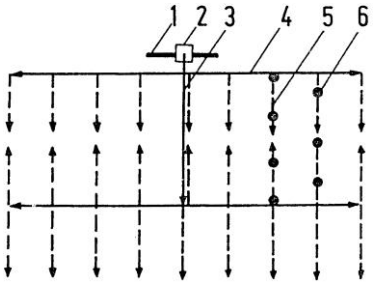



**Fig. 25.4.** Schema de amenajare a irigaţiei punctiforme: 1, 2 – sursă de apă (canal, jgheab, staţie joasă presiune); 3 – conducta principală (PVC de tip uşor); 4 – conducta secundară (PVC de tip uşor); 5 – linia de udare subterană; 6 – dispozitiv de udare subteran, punctiform.

Avantaje: se reduce consumul de energie consumată cu 60-70% faţă de aspersiune şi 40-50% faţă de brazde, consumul de apă în câmp se reduce cu 8-10%, se elimină consumul de tuburi azbo, PVC înaltă presiune, de aluminiu, lucrările de nivelare, scade manopera.

Dezavantaje: gradul sporit de tehnicitate pe care îl implică liniile de udare în ce priveşte execuţia şi exploatarea.

Capitolul 26

# TEHNICA IRIGAŢIEI SUBTERANE

## 26.1. PRINCIPII DE BAZĂ ÎN FUNCŢIONAREA IRIGAŢIEI SUBTERANE

Irigaţia subterană a apărut la începutul secolului al XIX-lea, aplicându-se prin diverse procedee. Ea constă în introducerea apei în sol în zona radiculară a plantelor cu ajutorul fie a unei reţele de drenuri cu orificii, drenuri poroase, drenuri cârtiţă, jgheaburi cu balast, fie, mai nou, prin conducte etanşe cu orificii speciale, conducte poroase etc. din care apa pătrunde radial în toate direcţiile prin circulaţie capilară şi peliculară.

După felul în care se face alimentarea cu apă a reţelei de drenuri, jgheaburi sau conducte subterane, se deosebesc sisteme sub presiune şi sisteme libere, cu funcţionare continuă sau intermitentă.

Metoda de udare subterană impune anumite condiţii de aplicare, îndeosebi de sol, orografice, de calitate a apei şi natura culturilor irigate, după cum urmează:

– Se poate aplica pe solurile cu profilul A bine dezvoltat, cu textură medie omogenă, cu proprietăţi capilare bune, cu un orizont B care să împiedice, pe cât posibil, infiltrarea apei în profunzime şi în condiţii în care apa se găseşte la adâncime;

– nu se recomandă udarea subterană pe soluri extreme, adică cu textură nisipoasă, existând riscul percolării în profunzime şi cu textură argiloasă, compactă, unde circulaţia apei în sol este defectuoasă şi nici pe solurile sărăturate sau cu pericol de salinizare, din cauza sărăturării secundare produsă de ascensiunea capilară, deşi nivelul apei subterane este la mare adâncime;

– din punct de vedere orografic se recomandă terenuri uniforme, nivelate, cu pante maxime până la 3°-5°, având în vedere atât reţelele cu scurgere liberă, cât şi cele sub presiune (1-2,5 mCA), respectându-se criteriul Cristiansen de variaţie a presiunilor şi debitelor;

– cu privire la calitatea apelor reziduale ca sursă de irigaţie, atât conţinutul în săruri cât şi numărul de germeni patogeni fiind mai ridicate, prezintă riscuri, încât se atrage atenţia că în zone secetoase conţinutul ridicat de săruri poate produce sărăturarea solului şi înfundarea orificiilor drenurilor prin depunerea sărurilor, iar existenţa germenilor patogeni impune o tot mai mare separare a omului de aceste ape, în scopul evitării transmiterii bolilor;

– din punctul de vedere al culturilor irigate se recomandă ca metoda de udare subterană să fie folosită la culturi valoroase, având în vedere că aceste sisteme de irigaţie sunt scumpe, îndeosebi datorită desimii conductelor subterane de distribuţie.

Ca avantaje ale metodei de udare subterană menţionăm:

– economisirea apei, frecvent cu 25% până la 50% prin reducerea evapotranspiraţiei (eliminând evapotranspiraţia) şi a pierderilor prin percolare;

– consum redus de energie în exploatare, realizat atât prin înălţimi mici de pompare, cât şi prin eliminarea volumului de apă, necesar irigaţiei;

– economie la forţă de muncă în exploatare, de circa 90% faţă de udarea prin brazde;

– se poate automatiza, se pot aplica îngrăşăminte fără pierderi, direct la rădăcinile plantelor, eliminând poluarea solului şi apelor;

– se poate creşte densitatea plantelor, se îmbunătăţeşte aerarea solului şi scădea îmburuienarea;

– faţă de udările de suprafaţă, la udarea subterană se reduce tasarea solului, se conservă structura solului, nu se produc eroziuni şi se poate aplica toată ziua şi noaptea fără riscuri;

– se pot folosi la irigat apele reziduale cu un risc diminuat;

– producţiile la hectar sunt mai mari cu 15-30% faţă de celelalte metode de udare.

Dezavantajele metodei de udare subterane sunt:

– consum marc de materiale şi energic pentru reţeaua de conducte subterane;

– orificiile pot fi blocate cu materiale solide aflate în suspensie în apa de irigat, săruri, rădăcini ale plantelor etc. şi deci apar neuniformităţi ale udării în lungul conductelor;

– în zona de intensă irigaţie din zonele aride se poate produce sărăturarea solului;

– umezirea insuficientă a stratului de la suprafaţă şi deci periclitarea plantelor cu înrădăcinare superficială şi a celor în stadiu incipient de vegetaţie;

– în unele sisteme neperfecţionate tehnic pot avea loc pierderi mari de apă prin percolare, antrenarea substanţelor nutritive în adâncime etc.;

– reţelele de conducte subterane au un sot ridicat şi pot fi periclitate de maşinile agricole, rozătoare etc.

## 26.2. ELEMENTE COMPONENTE ŞI CALCULUL NECESARULUI DE APĂ

La irigaţia subterană cu *acţiune continuă* solul absoarbe apa adusă din sursă (prin conducte) numai atunci când duce lipsă de umiditate, sau restituie apa colectorului în momentele de surplus de umezeală.

La sistemele de irigaţie subterană cu *acţiune periodică* apa este furnizată numai la anumite perioade prin conductele subterane (drenuri) când apa este absorbită de sol.

Dacă aceste conducte funcţionează sub presiune (cu instalaţii de barare), acţiunea acestora se adaugă la puterea de absorbţie a solului, astfel că apa se răspândeşte mai repede şi la distanţe mai mari. Şi în cazul sistemelor fără instalaţii de remuu se înregistrează funcţionarea sub o presiune oarecare dictată de diferenţa de nivel a apei din canalul de alimentare şi axul drenului.

Această presiune fiind însă neuniformă de-a lungul drenului, conduce la grade diferite de umectare a solului.

În scopul uniformităţii presiunii de-a lungul conductei şi deci al umezirii uniforme a solului, s-au studiat o seric de soluţii: construirea liniei de drenuri din tuburi cu diametre şi lungimi diferite; instalarea unor diafragme-regulatoare pe drenuri la distanţe stabilite prin calculul barărilor; instalarea drenurilor în jgheaburi umplute cu material filtrant.

Cantitatea de apă $q$ care poate pătrunde în sol prin pereţii poroşi ai conductei de irigaţie, la unitatea de lungime şi unitatea de timp, este direct proporţională cu suprafaţa ( $\pi \cdot d \cdot l$ ) şi cu presiunea apei *h.*

$$q = \alpha \cdot \pi \cdot d \cdot k \cdot h = b \cdot \varepsilon \qquad (26.1)$$

în care:

α este un coeficient mai mic decât unu;

*k* – conductivitatea hidraulică a solului;

*b* – distanţa între tuburi;

ε – consumul de apă prin evapotranspiraţie în (mm/i).

Debitul de apă al unui tub de dren de lungimea *l,* la irigaţia subterană continuă, va fi:

$$Q_c = q \cdot l = \frac{b \cdot l \cdot \varepsilon}{86,4} \text{ (l/s)} \qquad (26.2)$$

şi la irigaţia subterană periodică:

$$Q_p = q \cdot l = \frac{m \cdot b \cdot l}{86,4 \cdot \tau \cdot 10^4} \text{ (l/s)} \qquad (26.3)$$

în care:

*m* este norma de udare necesară, în $m^3$/ha;

τ – durata udării suprafeţei de teren între drenuri, care trebuie să fie astfel aleasă încât să nu aibă loc infiltraţii de adâncime.

Timpul *t* de difuziune orizontală capilară a apei, de-a lungul drenului *l* şi până la distanţa $\frac{b}{2}$, este:

$$t = \frac{l^2}{2kH_0} \qquad (26.4)$$

Pentru o corectă distribuţie a apei în sol, distanţa între drenuri *b* trebuie:

$$b \le 2\sqrt{2K \cdot H_0 \cdot t} \qquad (26.5)$$

în care:

$H_0$ este înălţimea ridicării capilare a apei în sol.

## 26.3. SISTEME DE IRIGAŢII SUBTERANE

Studiile şi cercetările întreprinse pe plan mondial şi la noi, în corelare cu evoluţia materialelor de construcţii, au pus în evidenţă mai multe sisteme de irigaţie subterană, din care se desprind o serie de aspecte tehnice optime şi comune sistemelor, astfel:

– sistemele sunt de tip fix;

– adâncimea de îngropare a reţelei de drenuri trebuie să fie mai mare decât adâncimea de lucru a maşinilor agricole, dar nu mai mult de 40-50 cm, cu scopul unei umectări optime a zonei radiculare şi a evitării pierderilor de apă prin percolare:

– distanţele dintre liniile de drenuri sau conductele de udare se stabilesc în funcţie de amplasarea plantelor;

– funcţionarea conductelor de udare (drenuri) se face intermitent (periodic), la intervale de timp funcţie de mărimea evapotranspiraţiei şi a normei de udare,

– organizarea procesului de udare a unor suprafeţe compacte conduce la funcţionare concomitentă şi automatizată a unui grup de conducte de udare (drenuri) racordate la o conductă de alimentare.

### 26.3.1. SISTEMUL DE IRIGAŢIE SUBTERANĂ PRIN DRENURI CÂRTIŢĂ

Reţeaua de drenuri-cârtiţă este alimentată sub presiune sau liber, din canale şi numai liber prin furtunaşele de la orificiile conductelor flexibile sau rigide de alimentare.

Reţeaua de drenuri-cârtiţă, ce se refac anual sau la doi ani, au diametrul de 8-10 cm, adâncimea 40-50 cm la distanţe de 0,8-1-2 m, cu panta optimă 0,007-0,015.

La udarea sub presiune, umezirea solului în jurul drenului este mai uniformă, iar la udarea fără presiune există tendinţa unei alungiri şi percolări sub adâncimea de calcul.

Trebuie studiată în laborator stabilitatea drenului cârtiţă funcţie de textura solului.

Pentru mărirea stabilităţii drenului cârtiţă, odată cu plugul-cârtiţă este tras şi un buncăr de ciment care se introduce în peretele galeriei de către drenor. Pentru ca apa să pătrundă în sol fără să îl colmateze, se impune uneori filtrarea apei prin mici decantoare cu filtre executate la intrarea apei în dren.

## 26.3.2. SISTEMUL DE IRIGAŢIE SUBTERANĂ CU JGHEABURI

**Varianta I-a,** cu scurgere liberă fig. 26.1

Se pot vedea curbele de egală umiditate obţinute din acţiunea capilară a solului într-un tub de drenaj cu nivel liber protejat de material filtrant şi pozat într-un jgheab impermeabil (din beton sau material plastic) pentru a reduce pierderile de apă în adâncime prin infiltraţie.

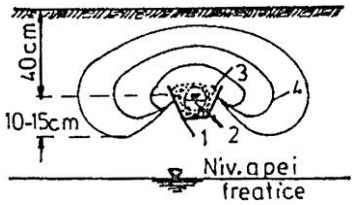



**Fig. 26.1.** Udare subterană prin jgheaburi cu curgere liberă: 1 – jgheab; 2 – tub de drenaj, cu nivel liber; 3 – material filtrant; 4 – curbe de egală umiditate.

**Varianta a II-a** este cu scurgere sub presiune, cu jgheaburi, conductă şi regulatori de presiune (fig. 26.2). Conducta de udare are orificii numai în limita tronsoanelor de jgheab, închise cu panouri (de ceramică, beton sau PVC), iar pe porţiunea de conductă intermediară se instalează regulatorul de presiune (fig. 26.3).

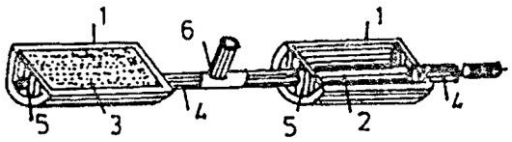



**Fig. 26.2.** Construcţia jgheaburilor cu conductă şi regulatori de presiune: 1 – jgheab; 2 – conductă de udare cu orificii; 3 – material filtrant; 4 – conductă intermediară; 5 – panou; 6 – regulator de presiune.

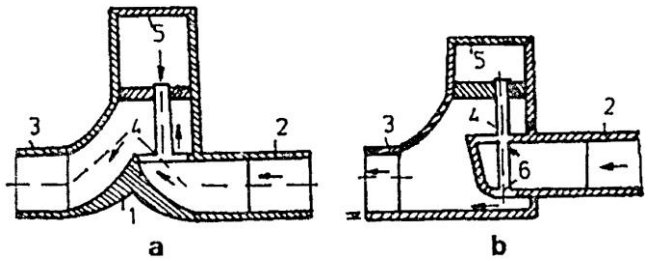



**Fig. 26.3.** Schema regulatorului de presiune: a) fără supapă auxiliară; b) cu supapă auxiliară: 1 – corp; 2 – manşon de admisie; 3 – manşon de evacuare; 4 – supapă principală; 5 – capacul corpului; 6 – supapa auxiliară.

Numărul regulatorilor automaţi de presiune, *n*, necesari pe o conductă de udare de lungime *L* şi pantă *I*, în scopul asigurării unei presiuni uniforme $H_0$ pe întreaga lungime, se determină cu relaţia:

$$n = \frac{L \cdot I \cdot K}{H_0} \qquad (26.6)$$

în care:

*K* este un coeficient care ţine seamă de apropierea regulatorilor de presiune.

Distanţa *d* între regulatorii de presiune va fi:

$$d = \frac{L}{n} = \frac{H_0}{I \cdot K} \qquad (26.7)$$

Funcţionarea regulatorului de presiune se bazează pe folosirea supapei cu arc sau greutăţi, etalonată la o anumită presiune, în manşonul de admisie.

La proiectarea regulatorului de presiune trebuie să se stabilească legătura dintre mărimea deschiderii supapei δ, presiunea apei în conductă *H* şi forţa *P*, care apasă asupra arcului (sau greutatea supapei). Dacă arcul trebuie să menţină supapa închisă până la o presiune oarecare $H_0$ – impusă de înălţimea de barare – atunci el va trebui comprimat de către forţa *P* cu mărimea $\delta_0$:

$$\delta_0 = K_p \cdot H_0 \cdot \omega \qquad (26.8)$$

în care:

$K_p$ este un coeficient care caracterizează însuşirile elastice ale arcului;

ω – suprafaţa bazei supapei.

Când presiunea în conductă $H_c > H_0$, atunci supapa se deschide, iar deformaţia arcului $\delta_1$ va fi:

$$\delta_1 = K_p \cdot H_c \cdot \omega \qquad (26.9)$$

Aşadar, deschiderea supapei δ va fi dată de diferenţa:

$$\delta = \delta_1 - \delta_0 = K_p \cdot \omega (H_c - H_0) \qquad (26.10)$$

Pentru $H = H_c$ se poate scrie:

$$\delta = K_p \cdot \omega (H - H_0) \qquad (26.11)$$

Expresia debitului *Q* se trece prin orificiul supapei ω este:

$$Q = \mu \cdot \omega \cdot \sqrt{2gH} \qquad (26.12)$$

în care:

$$\omega = \pi \cdot d_c \cdot \delta \cdot 10^{-6} \ (\text{m}^2) \qquad (26.13)$$

$d_c$ fiind diametrul interior al scaunului supapei

Rezultă:

$$\delta = \frac{Q}{\mu \cdot \pi \cdot d_c \cdot 1^{-6} \sqrt{2gH}} \ (\text{mm}) \qquad (26.14)$$

Din această relaţie se poate calcula mărimea deschiderii supapei δ, deoarece *Q*, $d_c$ şi *H* sunt cunoscute.

În funcţie de panta terenului, reţeaua de irigaţie subterană se poate amplasa în schemă transversală sau longitudinală.

## 26.3.3. SISTEMUL DE IRIGAŢIE SUBTERANĂ CU CONDUCTE

Se cunosc mai multe tipuri de amenajare a sistemelor de irigaţie subterană cu conducte, din ce în ce mai evoluate şi cu funcţionare sub presiune.

*Tipul de amenajare cu conducte din tuburi de argilă*

Se compune din:

– conductă principală impermeabilă, alcătuită din tuburi de argilă cu mufe de diametru 10-12,5 cm şi lungime de 75 cm/tub, sub presiune de 0,2-2 mCA;

– liniile de drenuri cu diametrul 6-8 cm şi lungime 33 cm/tub, situate la adâncimea maximă de 50 cm, cu pante 0,0025-0,004 şi la 5-8 m distanţă;

– canal de desecare.

La capătul amonte al drenului şi la intervale de 30-120 m, în funcţie de pantă, se instalează vana de reglare a scurgerii (montată în tuburi verticale ca nişte cămine).

*Tipul de amenajare cu conducte şi dozatori* are conducta de udare racordată la sursa de alimentare cu apă filtrată. Principalul element pe conductă etanşă este dozatorul (instalaţia a fost brevetată în SUA, 1972), care poate fi montat la diferite cote funcţie de traseul conductei pe terenuri terasate (plantaţii pomicole, viticole etc.). Presiunea apei la aceşti dozatori (plasaţi lângă pom sau butucul de vie) variază în raport cu valoarea presiunii hidrostatice disponibile pe linia de conductă trasată în apropierea pomilor; astfel, în condiţiile presiunii variabile, dozatorul trebuie să repartizeze un debit constant stabilit iniţial.

Asigurarea unui debit constant de către dozator o realizează trei discuri perforate special, dintr-un material elastic. Sistemul funcţionează fără întrerupere în perioada de vegetaţie, având un material granular în tranşeea de pozare a conductei cu dozatori pentru o repartizare cât mai uniformă a umidităţii.

*Tipul de amenajare cu conducte de polietilenă şi duze de udare subterană*

Constă dintr-o conductă de udare din polietilenă de înaltă densitate de circa 20 mm diametru şi lungime circa 50 m, având în lungul ci înfipte picurătoare subterane.

La noi în ţară s-au studiat mai multe variante de amenajare, reţinându-se următoarele:

– Conductele de udare cu picurătoarele se pozează la adâncimea de 0,4 m, la distanţe de 2-4 m între conducte.

– Picurătoarele (duzele) au orificiul 1-1,5 mm, realizate în mai multe forme, acoperindu-se cu un strat filtrant pentru a nu se înfunda.

– Conductele de ordin superior pot fi dispuse în funcţie de debitul necesar şi diametrele de fabricaţie pot fi dispuse în funcţie de debitul necesar şi diametrele de fabricaţie, corelate cu numărul picurătoarelor şi a debitului acestora.

– Distanţa între picurătoare este funcţie de scopul udării – pentru cultura de câmp sau plantaţii pomicole; astfel, în primul caz, ele se aşează la o distanţă funcţie de textura solului ca bulbul umectat să se atingă, respectiv în dreptul pomului sau a butucului de vie pentru a umecta sistemul radicular.

Capitolul 27

# TEHNICA IRIGAŢIEI PRIN SUBMERSIUNE. AMENAJAREA OREZĂRIILOR

Submersiunea este metoda de udare specifică cultivării orezului, care pretinde o foarte îngrijită nivelare a terenului în plan orizontal, pentru ca acoperirea cu o coloană de apă 15-20 cm a parcelelor să fie sensibil uniformă. Fără a fi plantă acvatică, orezul se dezvoltă optim într-un sol complet saturat şi acoperit cu apă, ceea ce mai permite combaterea buruienilor, în special a mohorului, care piere dacă este total inundat, şi atenuarea diferenţelor diurne de temperatură a aerului şi a solului, faţă de care planta este foarte sensibilă.

În anul 1983 s-a adoptat „Programul special privind dezvoltarea culturii orezului în perioada 1983-1990", în care se prevede creşterea suprafeţei cultivate cu orez cu 54.000 hectare (de la 21.000 hectare în anul 1983, la 75.000 hectare în anul 1990) şi creşterea producţiei medii la 5.000 kg/hectar. De asemenea, s-a mai prevăzut reluarea în cultură a unor orezării vechi şi modernizarea unor amenajări existente.

## 27.1. ALEGEREA SUPRAFEŢELOR DESTINATE CULTURII OREZULUI

*Condiţii climatice.* Pentru asigurarea regimului termic necesar dezvoltării orezului, amplasarea amenajărilor se va face numai în zonele cu condiţii corespunzătoare acestei culturi, şi anume:

– zona I „foarte favorabilă", având izoterma medie de vară 22°C şi constanta termică 3200°C şi

– zona II „favorabilă", cu izoterma medie de vară de 21 °C şi constanta termică 2800°C şi, corespunzător acestor zone, amenajările se pot extinde pe terenurile din luncile Dunării, Oltului, Jiului, respectiv judeţele Tulcea, Brăila, Constanţa, Ialomiţa, Călăraşi, Giurgiu, Teleorman, Olt, Dolj şi Timiş.

*Solul.* Pentru orez este necesar ca solul să fie aprovizionat cu azot, fosfor, potasiu, calciu, fie în mod natural, fie prin adaos de îngrăşăminte.

Însuşirea de bază a solului trebuie să fie permeabilitatea redusă (debit infiltrat între 0,5 şi 2 l/s/ha), care se poate asigura prin alegerea unor terenuri cu textură grea (procentul de argilă fizică 40-60%) sau a unor terenuri cu textură medie, prezentând un substrat impermeabil în apropiere de suprafaţă, cu o grosime de minimum 40-50.

Solurile sărăturate pot fi amenajate pentru cultura orezului cu condiţia aplicării amendamentelor, a unor norme de spălare în afara perioadei de vegetaţie şi a executării unei reţele corespunzătoare de desecare-drenaj.

*Orografia terenului.* Condiţia de bază pentru realizarea unor parcele mari este alegerea unor terenuri cu pantă generală redusă (maximum 0,4%) şi cu microrelief cât mai plan.

*Surse de apă.* Pentru orez este nevoie de o sursă de apă care, trebuie să asigure un debit specific de 2-5 l/s/ha în perioada de umplere a parcelelor.

Din punct de vedere chimic, apa folosită la irigarea orezului trebuie să aibă o concentraţie mai mică de 2 g/l (cloruri sub 10 mg/l, sulfaţi sub 20 mg/l).

*Condiţii speciale.* Terenurile degradate, precum şi cele cu trestie şi mohor, vor fi cultivate în regim neirigat câţiva ani, până când se vor preta din nou culturii orezului.

Pentru evitarea înmlăştinirii şi sărăturării solului, suprafeţele destinate orezului se vor amplasa în grupuri compacte ce pot ajunge până la 150-200 ha.

## 27.2. STUDII NECESARE PROIECTĂRII

*Studiile climatice* asigură clementele necesare pentru cunoaşterea condiţiilor de dezvoltare a culturii orezului, stabilirea regimului de irigaţie, a pierderilor prin evaporare etc. Aceste studii, elaborate pe baza datelor înregistrate la staţiunile meteorologice din zonă, pe o perioadă de minimum 15-20 ani, trebuie să furnizeze următoarele clemente: regimul temperaturii aerului; regimul precipitaţiilor; date privind umiditatea aerului (absolută şi relativă) şi regimul vânturilor din perioada de vegetaţie.

*Studiile pedologice* cuprind date pentru calculul regimului de irigaţie şi condiţii pentru amplasarea amenajărilor. Elementele de bază furnizate de aceste studii sunt următoarele: harta solurilor, constantele hidrofizice şi caracterizarea chimică.

Studiile se vor efectua pe o adâncime de 3-5 m.

*Studiile topografice* conţin: planuri de situaţie, planuri bandă pe terasele mari de aducţiune, planuri de detaliu pe amplasamentele construcţiilor importante.

*Studiile hidrogeologice* cuprind: planuri cu izofreate, regimul nivelurile apei subterane, calitatea apei subterane.

*Studiile geotehnice* cuprind datele necesare pentru stabilirea elementelor de dimensionare ale construcţiilor din pământ (canale, bazine etc.) şi pentru cunoaşterea condiţiilor de fundare ale staţiilor de pompare şi construcţiilor hidrotehnice.

*Studiile hidrologice* vor indica pentru sursele de alimentare propuse următoarele elemente: debitele caracteristice (maxime, medii, minime), niveluri caracteristice şi frecvenţa acestora, conform normativelor.

*Studiile agroeconomice* sunt necesare să se întocmească încă de la nota de comandă (NC), prezentând situaţia din zonă în care se preconizează realizarea amenajărilor de orezării. Aceste studii servesc la profilarea producţiei agricole în condiţii irigate, precum şi în estimarea avantajelor care decurg din realizarea acestor amenajări, cu referire la creşterea producţiei agricole.

## 27.3. REGIMUL DE IRIGAŢIE

La proiectarea amenajărilor pentru orezării se au în vedere următoarele principii:

– cultivarea orezului este indicată numai în rotaţii, în care cultura principală (orezul) să cuprindă 67% din suprafaţă;

– asolamentele cu orez aplicate în ţara noastră vor fi de 3-4 ani, din care 2-3 ani orez şi 1 an alte culturi.

Legat de tehnologia de exploatare, studiată în lumina celor mai recente cunoştinţe asupra fiziologiei orezului, apar următoarele trei etape:

1. Însămânţarea în uscat cu maşina, după care se umple cu apă tot spaţiul poros al solului până la saturaţie completă, făcând legătura cu apa freatică sau cu stratul impermeabil de la bază; această situaţie se menţine până la răsărire, adică 10-15 zile (frecvent 12 zile);

2. după răsărire se inundă parcelele cu un strat de apă subţire de 5-10 cm, menţinându-se astfel până la perioada înfrăţitului;

3. între înfrăţit şi coacere în lapte, nivelul apei se menţine între 15-20 cm, oprindu-se apoi alimentarea cu apă a parcelei.

Etapele a doua şi a treia totalizează circa 110 zile.

*Bilanţul apei în sol.* Pentru perioada dintre însămânţare şi coacere în lapte (bilanţul în sol) se exprimă astfel:

$$C + P + \sum m = \sum (e + t + i) + E + C_s + 10000h \qquad (27.1)$$

în care:

$C$ – este rezerva iniţială la însămânţare, luată egală cu capacitatea de câmp pentru apă, în $m^3$/ha;

$P$ – precipitaţiile pentru perioada însămânţare-coacere în lapte, în $m^3$/ha;

$\sum m$ – norma de irigaţie, în $m^3$/ha;

$\sum (e + t + i)$ – consumul total prin evaporaţie, transpiraţie şi infiltraţie, de la însămânţare la coacere în lapte, în $m^3$/ha;

$E$ – norma de evacuare din parcele, în $m^3$/ha;

$C_s$ – capacitatea de saturaţie a solului, care rămâne rezervă finală la coacerea în lapte, în $m^3$/ha;

$h$ – înălţimea maximă a stratului de apă în parcelă, în m.

Durata perioadei de la însămânţare până la coacere în lapte variază în funcţie de soiul folosit, având ca limite extreme 15 aprilie – 15 septembrie.

Din ecuaţia de bilanţ se poate deduce norma de irigaţie pentru orice zonă, cunoscând valoarea elementelor componente pe baza studiilor efectuate anterior.

*Norma de irigaţie,* $\sum m$. După cum s-a arătat, caracteristicile fiziologice ale orezului impun două perioade distincte în calculul regimului de irigaţie şi anume: perioada I (însămânţare-răsărire), perioada II (răsărire-coacere).

În prima perioadă (însămânţare-răsărire) se completează apa din sol de la capacitatea de câmp la capacitatea de saturaţie şi se asigură pierderile din evaporaţii şi infiltraţii, menţinând un strat de apă de 4-5 cm, aceasta conducând la o normă de irigaţie $\sum m_1$.

În perioada a doua (răsărire-coacere în lapte) se completează stratul de apă de înălţime maximă în parcele, circa 15-20 cm, conducând la norma de irigaţie $\sum m_2$ şi deci

$$\sum m = \sum m_1 + \sum m_2 \qquad (27.2)$$

Normele de irigaţie pentru cele două perioade se pot scrie:

– pentru perioada I-a:

$$\sum m_1 = 10000h_1 + C_s - C_c + \sum (e_1 + i_1) - P_1 =$$
$$= 10000h_1 + 100G_v H(C_s - C_c) + \sum (e_1 + i_1) - P_1 \qquad (27.3)$$

în care:

$\sum m_1$ – este norma de irigaţie în perioada întâi de umplere a parcelelor, în $m^3$/ha;

$h_1$ – înălţimea stratului de apă de inundare a parcelei în perioada întâi, în m, practic = 0,05 m;

$G_v$ – greutatea volumetrică a solului, în $t/m^3$;

$H$ – grosimea stratului de sol care se saturează cu apă, în m (de la sol la apa freatică);

$C_s$ – capacitatea de saturaţie a solului, în % de greutate raportată la sol uscat;

$C_c$ – capacitatea de câmp pentru apă a solului, în % din greutate;

$\sum (e_1 + i_1)$ – consumul de apă prin evaporaţie şi infiltraţie în perioada întâi, în $m^3$/ha;

$P_1$ – cantitatea de precipitaţii căzute în perioada

întâi, în $m^3$/ha.

– pentru perioada a II-a:

$$\sum m_2 = 10000h_2 + \sum(e_2 + t_2 + i_2) + E - P_2 \quad (27.4)$$

în care:

$\sum m_2$ – este norma de irigaţie din perioada a doua de menţinere a stratului de inundare a parcelelor, în $m^3$/ha;

$h_2$ – înălţimea stratului de apă de inundare a parcelelor în perioada a doua, în m; practic 0,15-0,20 m;

$\sum(e_2 + t_2 + i_2)$ – consumul de apă prin evaporaţie, transpiraţie şi infiltraţie în perioada a doua, în $m^3$/ha;

$E$ – norma de evacuare din parcele, în $m^3$/ha, care se ia în considerare numai în cazuri speciale (circulaţie a apei în parcele pe terenuri sărăturate, temperatura apei prea ridicată, apariţia de alge etc.);

$P_2$ – cantitatea de precipitaţii căzute în perioada a doua, în $m^3$/ha.

Se apreciază că norma de irigaţie raţională trebuie să fie de circa 18.000-20.000 $m^3$/ha, cu următoarea repartiţie orientativă:

– îmbibarea până la capacitatea de saturaţie a stratului de sol ($H$ mediu circa 1,5 m) necesită circa 3.000-4.000 $m^3$/ha;

– pierderile prin evapotranspiraţie reprezintă circa 8.000-10.000 $m^3$/ha;

– pierderile prin infiltraţie se apreciază la 0,0-86,4 $m^3$/ha/zi pe solurile corespunzătoare amenajărilor de orezării;

– norma de evacuare variază între 0 şi 20% din norma de irigaţie (ultima valoare indicând evacuările necesare pe terenuri sărăturate).

*Determinarea hidromodulului q.* Hidromodulul net pentru prima perioadă de irigaţie este:

$$q_1 = \frac{1000\sum m_1}{T_1 t} = \frac{\sum m_1}{86,4T_1} \quad (27.5)$$

în care:

$q_1$ – este hidromodulul net al perioadei I, în l/s/ha;

$\sum m_1$ – norma de irigaţie din perioada I, $m^3$/ha;

$T_1$ – durata perioadei I, în zile;

$T$ – durata udării pe zi, 86.400 secunde.

Hidromodulul net din prima perioadă ($q_1$) este cel în funcţie de care se dimensionează lucrările amenajării de orezărie şi reţeaua de aducţiune, fiind mai mare decât cel din perioada a doua.

Hidromodulul net din perioada a doua $q_2$ prezintă interes, din punct de vedere al dimensionării, numai pentru canalele de repartiţie pe durata de inundare a parcelelor (după răsărire), cu un strat de 15-20 cm, în circa $T_2$ = 10-12 zile.

Se calculează cu relaţia:

$$q_2 = \frac{\sum m_2}{86,4T_2} \quad (27.6)$$

În cadrul normei de irigaţie $\sum m_2$ se ia volumul de inundare al parcelelor, în $m^3$/ha, şi pierderile prin evaporaţie, transpiraţie şi infiltraţie, pe durata celor 10-12 zile.

În condiţiile din Lunca Dunării, hidromodulul net din perioada I, $q_1$ pentru o durată $T_1$ = 12 zile, are valori cuprinse între 4 şi 6 l/s/ha, cu următoarea repartiţie aproximativă: saturarea solului 3-5,8 l/s/ha, strat de apă în parcele 0-5 cm – 0-0,5 l/s/ha, pierderi prin evaporaţie 0,5-0,7 l/s/ha, pierderi prin infiltraţie pe verticală şi prin diguleţe 0,0-1,0 l/s/ha.

Evacuarea pentru golirea finală a parcelelor se face în circa 10-12 zile, iar hidromodulul net de evacuare se calculează cu relaţia:

$$q_e = \frac{E}{86,4T} \quad (27.7)$$

în care:

$q_c$ – este hidromodulul net de evacuare a parcelelor, în l/s/ha;

$E$ – norma de evacuare finală, variind între 1.500 şi 2.000 $m^3$/ha pentru un strat de apă în parcelă de respectiv 15-20 cm;

$T$ – durata evacuării în zile.

În Lunca Dunării, hidromodulul net de evacuare variază între 1,5 şi 2 l/s/ha.

## 27.4. SCHEME DE AMENAJARE PENTRU OREZĂRII

### 27.4.1. SCHEMA GENERALĂ DE AMENAJARE

Amenajarea unei orezării cuprinde o serie de lucrări, şi anume: reţeaua de alimentare; reţeaua de evacuare; reţeaua de drumuri; construcţii hidrotehnice; sistematizarea teritoriului (parcelarea).

Trebuie realizate parcele orizontale de diferite mărimi înconjurate de diguleţe.

În amenajările moderne se asigură pentru fiecare parcelă alimentarea şi evacuarea independentă, fără a permite circulaţia apei dintr-o parcelă în alta.

Sistemul de irigaţie al unei orezării este format dintr-un grup de parcele cu o suprafaţă de 20-50 ha dispuse sub forma a două şiruri de parcele pe ambele laturi ale canalului distribuitor de sector sau de repartiţie (fig. 27.1). Acest sector de irigaţie coincide aproximativ cu sola agricolă.

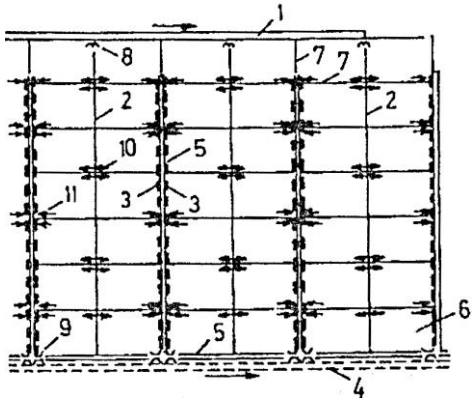



**Fig. 27.1.** Schema generală de amenajare a unei orezării: 1 – canal distribuitor de ordinul II (CDII); 2 – canal distribuitor de sector sau de repartiţie (CDS); 3 – canal de evacuare; 4 – colector secundar; 5 – drum de exploatare; 6 – parcelă; 7 – diguleţe; 8 – stăvilar; 9 – podeţ; 10 – vanetă de alimentare; 11 – vanetă de evacuare.

*Reţeaua de alimentare* este formată din: canal de aducţiune (CA), canale de distribuţie de ordinul I (CD I), sau canal principal de distribuţie, care serveşte un trup distinct, apoi CD II şi CDS (fig. 27.1).

Reţeaua canalelor de alimentare se construieşte în rambleu pentru a domina orice punct din suprafaţa amenajată, urmărindu-se ca diferenţa între nivelul apei în CDS şi nivelul apei în parcele să fie 10-20 cm, iar panta acestor canale este curent între 0,0003-0,0015.

Terasamentele necesare pentru construirea reţelei de canale de alimentare se pot asigura din parcele (sarcină de nivelare).

*Reţeaua de evacuare se* compune din canale de colectare-evacuare de diferite ordine (fig. 27.1): canale terţiare de evacuare, canale secundare de evacuare. Canalul principal de colectare-evacuare deversează apa în emisar şi în incintele desecate urmărindu-se ca traseul acestuia să coincidă cu cel al sistemului de desecare.

Reţeaua de evacuare se trasează prin punctele de cotă joasă, colectoarele principale având panta limită inferioară admisibilă (0,00015-0,0002), iar canalele secundare şi terţiare pante ceva mai mari (0,0005-0,002).

Debitul specific de evacuare se determină cu formula:

$$q_e = \frac{h}{t \cdot T} 10^7 \qquad (27.8)$$

în care:

$q_e$ este debitul specific de evacuare, în l/s/ha;

$h$ – înălţimea stratului de inundare, în parcelă, în metri;

$t$ – durata evacuării într-o zi, în sec.;

$T$ – numărul de zile pentru evacuare.

În mod curent, stratul de inundare se ia 0,12-0,15 m, iar durata de evacuare $T$ = 3-10 zile a 24 ore pe zi, rezultând un debit specific de 1,5-3 l/s/ha.

*Reţeaua de drumuri de exploatare* trebuie să asigure o bună circulaţie în interiorul orezăriei, ţinând seamă că fiecare sector de irigaţie va fi servit de un drum propriu amplasat pe lângă canalele de colectare-evacuare şi să fie prevăzut cu o platformă de pământ în rambleu, bine compactat, peste cota de inundare a parcelelor vecine.

Înălţimea platformei de circulaţie se ia de 0,4-0,6 m deasupra terenului, taluze la acostamente 1:1. Bermele sunt de 0,3-0,5 m şi la nevoie se poate renunţa la ele.

## 27.4.2. SCHEME DE AMENAJARE PERFECŢIONATE

În baza unor studii asupra mai multor folosinţe în ţări cu tradiţie în cultivarea orezului, a unor încercări de modernizare la amenajarea de la orezăria IAS Stăncuţa, precum şi preocuparea de îmbunătăţire la proiectare a schemelor primelor orezării executate în cadrul Programului special privind dezvoltarea culturii orezului, de la Măcin-23 August şi Unirea-Gâldău s-au elaborat scheme perfecţionate.

De pildă, schema din fig. 27.2 are parcele mari de circa 4 hectare, cu o densitate redusă a reţelei de canale, ceea ce micşorează suprafaţa scoasă din cultură şi cu vanetele de alimentare şi evacuare amplasate grupat. Drumurile de exploatare sunt situate în interiorul orezăriei, între parcele, dând posibilitatea unei bune exploatări agricole şi hidrotehnică. Aceste drumuri se execută cu rambleu înalt de 0,5 m, se realizează din pământul rezultat prin excavaţia canalelor de evacuare sau din sarcina parcelei.

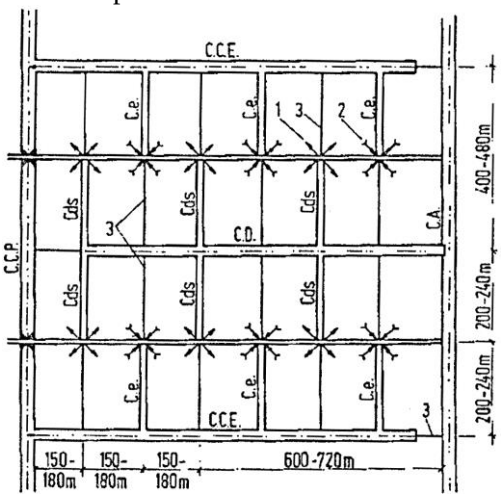



**Fig. 27.2.** Schema de amenajare perfecţionată pentru orezării: CA – canal de alimentare; CD – canal de distribuţie; CDS (Cr) canal distribuitor de sector (canal de repartiţie); CCP – canal colector principal; CCE – canal colector de evacuare; Ce – canal de evacuare; De – drum de exploatare; 1 – vanetă de alimentare; 2 – vanetă de evacuare; 3 – diguleţe.

Capitolul 28

# IRIGAŢIA CU APE REZIDUALE, SUBTERANE ŞI DE PROVENIENŢĂ LOCALĂ

## 28.1. IRIGAŢIA CU APE DE CANALIZARE FECALO-MENAJERE ŞI INDUSTRIALE

Apele uzate ale centrelor populate, industriale şi menajere, ale fermelor zootehnice, ca şi apele de precipitaţii căzute pe teritoriul intravilanelor, care sunt colectate de o reţea de canalizare, constituie o sursă de apă pentru irigaţii, în general foarte valoroasă.

Apele fecaloide şi apele provenite de la bucătării, abatoare, industrii alimentare etc., conţinând multe materii organice şi imense cantităţi de bacterii, viermi şi micro-organisme, au o capacitate fertilizantă deosebit de mare pentru sol. În mod normal, apele uzate ale centrelor populate, ale fermelor zootehnice şi ale industriilor sunt evacuate în cursurile de apă, după o prealabilă epurare a lor.

În funcţie de capacitatea de autoepurare biologică a emisarului respectiv, precum şi de condiţiile de ordin sanitar şi piscicol pe care trebuie să le ofere sectorul aval al cursului de apă, epurarea apelor care adesea se limitează la cea *mecanică* (prin reţinerea şi decantarea materiilor plutitoare şi în suspensie) poate să fie completată cu epurarea *biochimică.* Instalaţiile de epurare a apelor uzate, mai ales acelea biochimice, sunt adeseori extrem de costisitoare, eliminând fără folos, împreună cu apa, importante cantităţii de substanţe nutritive pentru plante.

Conţinutul de materii fertilizante din apele uzate ale oraşelor se apreciază în medie la: 80 g azot, 60 g potasiu, 20 g acid fosforic, la 1 $m^3$ de apă uzată, ceea ce echivalează cu o cantitate de 14 kg bălegar. Folosind apele uzate pentru sporirea producţiei agricole, în acelaşi timp se elimină necesitatea instalaţiilor de epurare biochimică. În prezent în ţara noastră se execută numeroase asemenea amenajări pe lângă fermele zootehnice (porci, vaci etc.) numite; *amenajări pentru distribuţia dejecţiilor,* pe terenuri agricole prin intermediul brazdelor de udare la culturi prăşitoare care nu se consumă crude.

În general aceste amenajări de distribuţia dejecţiilor nu acoperă consumul de apă al plantelor, dar au scopul principal de a distribui aceste ape uzate în perioada de consum maxim al plantelor.

În general funcţie de cantitatea de azot pe care o conţin aceste ape uzate, ele trebuie diluate cu ape curate dulci în raportul 1:20 până la 1:40 (o parte apă uzată şi 20 până la 40 părţi apă curată) pentru a nu arde culturile. În unele zone, unde captarea apelor curate este costisitoare, diluţia poate fi mai mică, dar distribuţia să se facă doar pe brazde pentru a nu veni în contact cu planta, şi prin filtrare să ajungă la rădăcina plantei (porumb, sfeclă) sau la plantaţii pomicole. Dacă distribuţia dejecţiilor se face subteran se pot iriga majoritatea culturilor. În principiu, nu se vor iriga prin aspersiune cu ape uzate legumele, pomii fructiferi, viţa de vie etc., care se consumă crude.

Tehnicile de amenajare şi metodele de udare se grupează astfel:

### 23.1.1. CÂMPURI DE INFILTRAŢIE

După o prealabilă epurare mecanică (grătar deznisipator şi separator de grăsimi) apa uzată este condusă permanent prin pompare, la câmpurile de infiltraţie, fig. 28.1, realizate sub forma unor parcele de 1-3 ha şi cu digueţe de 1 m înălţime.

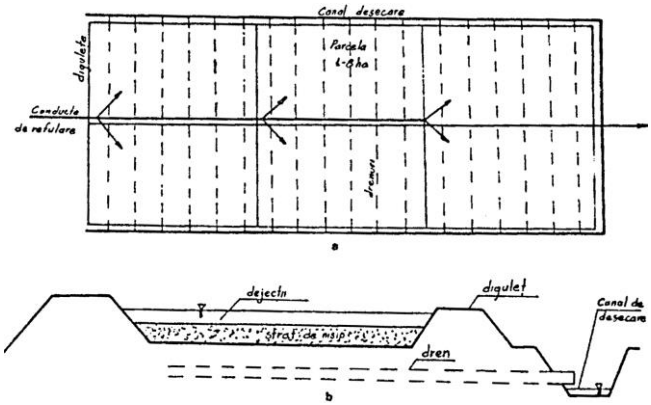



**Fig. 28.1.** a. Schema câmpului de infiltraţie; b. Secţiune transversală prin parcela de infiltraţie.

Aceste parcele au un strat de nisip de circa 50 cm şi o reţea de drenaj tubular orizontal pentru colectarea apei filtrate şi conduse la un canal de desecare. Dejecţiile se infiltrează, separându-se suspensiile care rămân să se usuce în parcelă (platformă), apa infiltrată fiind condusă convenţional curată la emisar.

Parcelele se umplu pe rând, urmând fiecare ciclul de filtrare şi uscare. Numărul parcelelor este funcţie de debitul instalat.

După uscarea nămolului acesta se colectează, se macină şi se distribuie ca îngrăşământ sub formă de

pulbere, pe terenurile agricole. Periodic, nisipul se împrospătează (completează) pentru a rămâne stratul de grosimea prevăzută. La câţiva ani nisipul este scos complet şi distribuit pe terenuri agricole cu textură grea, şi în parcelă se reface stratul de nisip curat.

Amenajarea se face în apropierea albiei râului, unde transportul nisipului este ieftin.

## 28.1.2. CÂMPURI DE IRIGAŢIE

Apa uzată este distribuită permanent pe terenurile agricole cultivate sau necultivate (chiar şi pe zăpadă), desigur în urma unei epurări mecanice. Tehnologia de amenajare este diferită la fermele de vaci faţă de cele de porci.

*Pentru ferme de vaci,* apa uzată este colectată de la grajduri, fig. 28.2.a, spre un cămin, unde o mărunţeşte o pompă cu tocător, şi apoi refulează într-un bazin unde se amestecă cu apă curată la diluţia necesară plantelor, pentru aspersiune pe fâneaţă învecinată, unde apa este pompată, realizând o bună amestecare în bazin, cu ajutorul unei pompe cu melc şi condusă spre parcelele 1-4. Aceste parcele sunt în diverse situaţii şi anume:

1 – parcelă în care se distribuie dejecţii diluate, prin aspersiune, în limita normei de udare;

2-3 – parcele în faza de dezvoltare a vegetaţiei;

4 – parcelă pentru păscut.

Instalaţia de aspersiune este prevăzută cu un singur aspersor cu duză de cauciuc, care se mută periodic în parcela irigată. Întreaga instalaţie de pompă cu tocător-pompă cu melc-conducte şi aspersor se fabrică în ţara noastră. Dacă este necesar să se distribuie norme de udare mai mari, tot terenul trebuie drenat.

Distribuţia se poate realiza şi cu instalaţia EUBA pentru irigaţia prin revărsare în fâşii, sau pentru culturi prăşitoare udarea pe brazde.

*Pentru ferme de porci,* în urma epurării mecanice, dejecţiile sunt refulate în parcele (batale) îndiguite, fig. 28.2.b, prevăzute cu stăvilare (batardouri) care menţin apa la diferite nivele, lăsând să deverseze doar apa limpezită, care în amestec cu apa curată (în proporţie 1:20-1:40) poate fi distribuită prin aspersiune şi nediluată poate fi distribuită pe brazde. Scândurile batardoului (stavilei) se scot pe rând funcţie de decantare şi adâncimea din ce în ce mai mică a nivelului de dejecţii din parcele.

Amenajarea se pretează pe terenuri grele unde dejecţiile nu se vor infiltra în adâncime şi să polueze apele freatice. La doi ani parcela se usucă, se ară şi se însămânţează cu porumb. Numărul de parcele se stabileşte în funcţie de debitul canalizării. Apele deversate dm parcelă prin deversare, nu pot fi evacuate în emisar, în mod obligatoriu trebuie continuu distribuite pe terenurile agricole.

## 23.1.3. STOCAREA DEJECŢIILOR

Este metoda cea mai răspândită în prezent în ţara noastră, la majoritate crescătoriilor de porci, şi constă în stocarea dejecţiilor timp de 6 luni pe an (în sezonul rece), pentru a putea fi folosite la irigaţii în perioada de vegetaţie, fig. 28.3.

Amenajarea constă din refularea apelor uzate şi epurate mecanic la bazinul de stocare realizat din 2-6 compartimente, căptuşite în semirambleu. În jurul bazinelor se poate colecta apa cu o conductă spre o staţie de punere sub presiune care refulează apa la o reţea de conducte (preferabil supraterană, uşor demontabilă) pentru a se racorda instalaţia EUBA pentru irigaţie pe brazde.

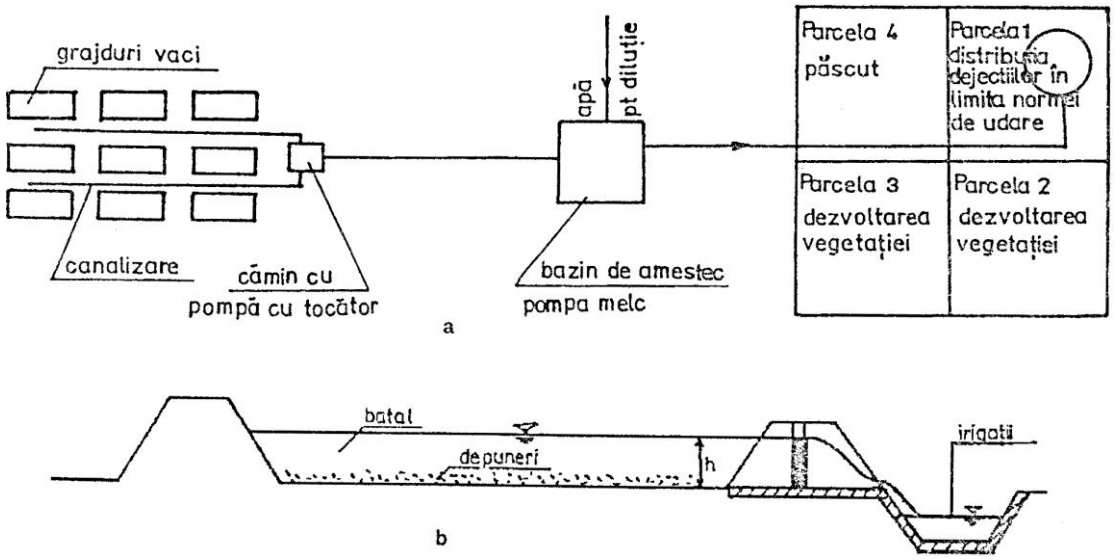



**Fig. 28.2.** a. Câmp de irigaţie pentru ferma de vaci; b. Secţiune prin parcela de decantare la o fermă de porci.

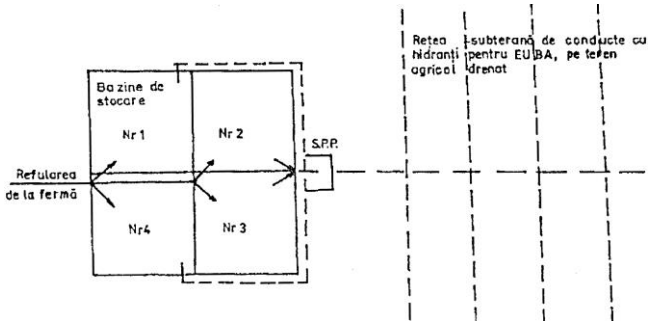



**Fig. 28.3.** Schema amenajării cu stocarea dejecţiilor.

## 28.1.4. DISTRIBUŢIA DEJECŢIILOR PRIN GALERII CÂRTIŢĂ

După epurarea mecanică, se pot distribui dejecţiile în mod continuu, la toate culturile şi în toate anotimpurile, prin galerii cârtiţă.

Astfel, se umple galeria cârtiţă cu dejecţii până la capacitatea totală, după care reţeaua de drenaj tubular realizată la partea inferioară, sub galeriile cârtiţă, va colecta apa în surplus, peste capacitatea de câmp, şi o va evacua filtrată spre reţeaua de canale de desecare. În sol vor rămâne sărurile nutritive sub formă de suspensii, care vor fi folosite de sistemul radicular al plantelor.

*Schema gravitaţională* de distribuţie a dejecţiilor prin galerii cârtiţă fig. 28.4 constă din rigole, trasate la 20 m distanţă (de mărimea unei brazde de udare) pe care se distribuie dejecţiile refulate printr-o conductă, având robinet la fiecare rigolă. Perpendicular pe rigole sunt executate galerii cârtiţă la 1-2 m distanţă.

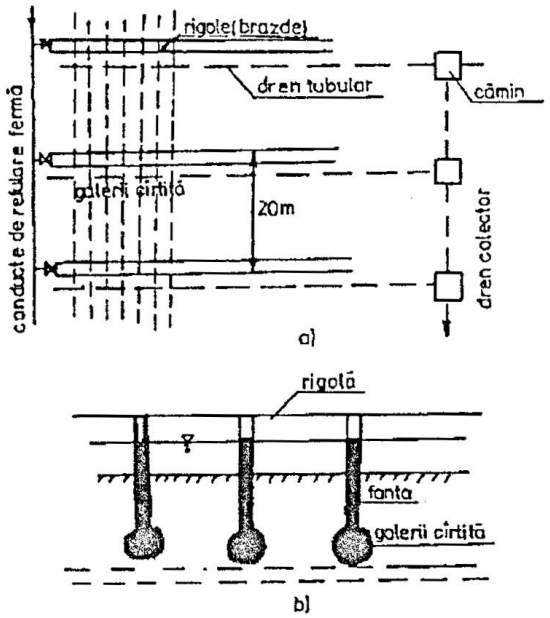



**Fig. 28.4.** Distribuţia gravitaţională a dejecţiilor prin rigole şi galerii cârtiţă: a – schema de amenajare; b – secţiune transversală prin galeriile cârtiţă.

Sub aceste galerii cârtiţă este prevăzut un drenaj orizontal tubular. Apa uzată din rigole se infiltrează prin fanta verticală a drenajului cârtiţă în galerie, până se umple la refuz. Galeriile cârtiţă se refac anual, ca şi distribuţia dejecţiilor pe o anumită suprafaţă prealabil înainte de însămânţare.

*Schema sub presiune,* foloseşte presiunea de sosire a dejecţiilor la câmpul de drenaje cârtiţă din conducta de refulare şi prin intermediul unor tuburi flexibile se refulează direct în galeriile cârtiţă sub forma unor injecţii până se umple galeria cârtiţă, fig. 28.5.

În ambele cazuri trebuie luate măsuri de protecţie sanitară a muncitorilor care manevrează aceste instalaţii.

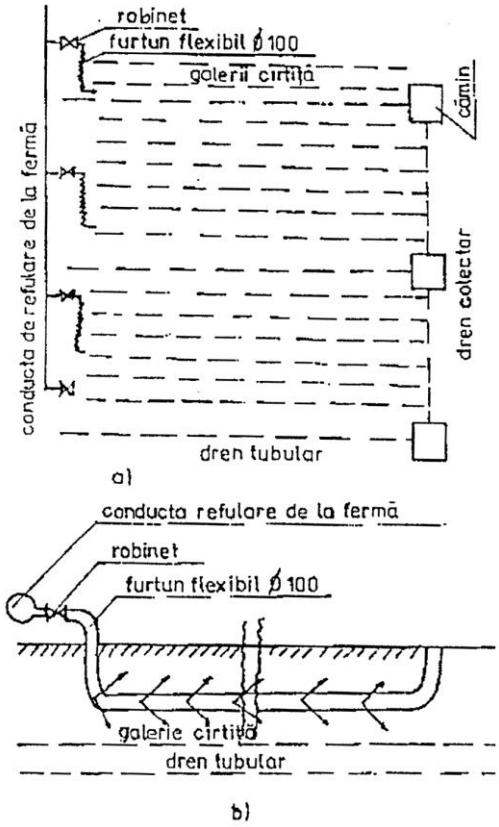



**Fig. 28.5.** Distribuţia sub mică presiune a dejecţiilor în galerii cârtiţă: a – schema amenajării; b – detaliu de introducerea dejecţiilor în galeriile cârtiţă.

# 28.2. IRIGAŢIA CU APE SUBTERANE (FREATICE ŞI DE MARE ADÂNCIME)

Folosirea pentru irigaţii a apelor subterane prezintă o serie de avantaje: posibilitatea irigării unor suprafeţe mici prin obţinerea directă a apei pe locul de irigat; nivelul apelor freatice coboară; nu se produce înnămolirea canalelor, deoarece apa subterană nu conţine aluviuni etc.

Nu întotdeauna este însă posibilă irigarea cu ape subterane, fie datorită adâncimii prea mare la care se găsesc, fie a debitului insuficient, fie mineralizării prea mari (peste 1,5 g/l).

Alte dezavantaje constau în necesitatea ridicării mecanice, când apa subterană nu este arteziană; temperatura scăzută a acestor ape impune adesea construirea de bazine de încălzire şi aerare.

Apele freatice se captează cel mai economic cu o reţea de drenaje tubulare orizontale, iar apele subterane cu ajutorul fântânilor cu diametru mare şi drenuri radiale, orizontale sau diagonale cu capacitate de captare sporită.

Se dimensionează un plot de irigaţie aferent fiecărei fântâni cu drenuri radiale, constând dintr-o conductă (antenă) monofilară prevăzută cu hidranţi pentru aspersiune.

Dimensiunea unui plot se alege în funcţie de debitul capabil de captat şi necesar unei aripi de aspersiune. Amenajarea are avantajul că se poate etapiza execuţia completă într-o etapă a fântânii şi a reţelei de conducte subterane aferente, urmând ca numai cu începerea execuţiei fântânii a doua să se execute reţeaua de conducte monofilare aferente.

## 28.3. IRIGAŢIA TEMPORARĂ MONOANUALĂ

Din punct de vedere tehnic, folosirea acestor ape se realizează prin amenajarea de iazuri şi bazine de acumulare permanente, sau prin amenajarea de compartimente irigate temporar-monoanual.

Inundarea compartimentelor irigate se face cu ape de suprafaţă din reţinerea viiturilor de primăvară sau aduse din anumite părţi ale bazinului hidrografic.

Inundarea temporară monoanuală prezintă următoarele avantaje: simplitatea amenajării şi costul scăzut în comparaţie cu amenajarea sistematică de irigaţii, posibilitatea de a amenaja aceste compartimente nu numai în lunci ci şi pe versanţi cu pantă mică, uşurinţa exploatării, reducerea fenomenului de erodare a solului, intensificarea circuitului interior al apei, acţiunea favorabilă asupra solurilor sărături oase.

Ca dezavantaje se enumeră: posibilitatea de a iriga solul numai o dată pe an – primăvara; neuniformitatea umezirii solului, variaţia suprafeţei irigabile sau a normei de udare de la un an la altul din cauza schimbării debitului funcţie de acumulare realizată, limitarea posibilităţii compartimentării numai la reliefuri favorabile, întrucât la pante mai mari de 0,001-0,005, construirea de compartimente devine neraţională.

Norma de inundare în $m^3$/ha şi adâncimea de umectare *h* rezultă din ecuaţia:

$$h = \frac{m}{100 \cdot \gamma_v (C_s - U)} \text{ (m)} \qquad (28.1)$$

unde:

$\gamma_v$ este greutatea volumetrică a solului, în $t/m^3$,

$C_s$ – capacitatea de saturaţie a solului, %,

$U$ – umiditatea iniţială, %.

Adâncimea de inundare este de circa 20 cm, care ar corespunde unei norme de 2.000 $m^3$/ha.

Durata staţionării apei în compartiment sau durata inundării este condiţionată de timpul de infiltrare a apei în sol şi de umiditatea iniţială a solului.

În fiecare compartiment etajat apa va rămâne un număr de zile egal cu durata de infiltrare necesară (7-8 zile), a folosirii agricole a terenului (6-10 zile) primăvara sau (2-3 zile) toamna, pe fâneaţă naturală (7-10 zile).

Diferenţa de adâncime de apă în compartiment, funcţie de panta terenului, se admite de 20 cm (adâncimea de apă recomandată 20-40 cm).

Capitolul 29

# TEHNICA IRIGAŢIEI ANTIGEL

## 29.1. PROBLEMA IRIGAŢIEI ANTIGEL ÎN ŢARA NOASTRĂ

Îngheţurile de primăvară înscriu pagubele cele mai mari pentru că surprind plantele la începutul vegetaţiei, când sunt sensibile sau în plină floare, putând distruge complet recolta.

La 24 aprilie 1947, în Banat, temperatura scăzută însoţită de zăpadă a compromis culturile de grâu de toamnă (aflate în burduf şi la început de înspicare), de secară (care era înspicată) şi parţial recolta de fructe.

De asemenea temperatura de –2°C şi –3°C din 22/23 mai 1952 a provocat în toată ţara pierderi la majoritatea culturilor. Bruma din 22 mai 1952 a provocat sterilitatea majorităţii florilor; culturile de bumbac au fost integral compromise; plantele de floarea-soarelui au ramificat puternic transformându-se în tufe cu multe capitule mici, datorită brumei care a distrus vârful vegetaţiei; plantaţiile viti-pomicole au fost afectate considerabil.

Chiar în bazinele pomicole cu climat favorabil s-a constatat că în anii 1952, 1954, 1955, 1957 mugurii florali au fost în parte nimiciţi de îngheţ. În Câmpia Dunării, îngheţurile târzii compromit total sau parţial recoltele de caise cu o frecvenţă destul de mare. În primăvara anului 1968 s-au înregistrat pierderi însemnate în majoritatea bazinelor pomicole, prin trecerea bruscă de la un nivel relativ călduros, în prima decadă a lunii aprilie, la perioade reci, cu temperaturi ce au coborât la –4°C chiar la –6°C.

Irigaţia antigel, prin aspersiune, valorifică principiul fizic al degajării căldurii latente în timpul procesului de îngheţare a apei (80 cal/l apă). Căldura degajată, rămânând sub pojghiţa de gheaţă pe care aspersiunea o formează în jurul mugurilor şi ramurilor, le protejează până la temperaturi de –10°C, iar în condiţii de vânt la –4°C.

### 29.1.1. FENOMENELE DE ÎNGHEŢ ÎN ANOTIMPURILE DE TRANZIŢIE

Caracterul de desprimăvărare este dat pentru ţara noastră de data trecerii temperaturilor medii zilnice ($t_{m\cdot zi}$) ale aerului peste 10°C; iar dacă se înregistrează mai multe zile consecutiv $t_{m\cdot zi} > 10$°C, declanşarea ieşirii plantelor din repausul de iarnă este asigurată. Trecerea după acest moment a plantelor de la starea de repaus la activitatea vitală are drept consecinţă o scădere pronunţată a rezistenţei plantelor la frig. Scăderea temperaturii atmosferice, în această fază, sub anumite limite critice, determină îngheţarea fluidului celular, cu transformări ireversibile în protoplasmă, producând astfel moartea celulei vegetale. Dacă îngheţul şi dezgheţul au loc progresiv, unele ţesuturi îşi pot recâştiga turgescenţa normală.

În ţara noastră, datorită climatului cu un grad accentuat de continentalism (uscăciune), astfel de fenomene se produc brusc, de la zi la noapte.

Îngheţurile care se produc în ţara noastră în anotimpurile de tranziţie sunt, de regulă, îngheţuri nocturne (ne referim la „îngheţ" măsurat la înălţimea coroanei sau a adăpostului meteorologic de 2 m şi nu la „îngheţ la sol", când temperatura solului coboară la sau sub 0°C).

Fenomenele de îngheţ din anotimpurile de tranziţie sunt determinate de:

– invaziile de aer polar (arctic sau glacial), a cărui temperatură este mai coborâtă de +1°C, chiar şi în cursul zilei: îngheţ advectiv;

– anumite circumstanţe particulare şi locale legate de variaţia umidităţii aerului, a nebulozităţii, presiunii, intensităţii şi direcţiei vântului, care acţionează în sânul aceleiaşi mase de aer, mărind radiaţia nocturnă a solului, fapt care duce la coborârea temperaturii până la punctul de îngheţ: îngheţ de radiaţie, nelegat de o invazie de aer anumit;

– invaziile de aer polar, a cărui temperatură este mai ridicată de +1°C ziua, dar care noaptea, datorită radiaţiei, coboară sub 0°C: îngheţ advectiv-radiativ, care produce majoritatea îngheţurilor de la noi din anotimpurile de tranziţie.

Acţiunea factorului radiativ şi intensitatea fenomenelor pe care le poate genera depind de o serie de condiţii locale, ce se pot grupa în două complexe: natural şi meteorologic.

1. *Complexul natural*

*Natura şi proprietăţile solului.* Temperatura solului determină în mare măsură (influenţează) temperatura păturilor de aer imediat vecine. Astfel, solurile de culoare închisă (cu mult humus) au o putere de absorbţie a căldurii mai ridicată decât cele de culoare deschisă (calcaroase), care reflectă într-o măsură mai mare razele soarelui. De aceea, noaptea solurile de culoare deschisă sunt mai expuse producerii îngheţului decât cele de culoare închisă. La fel, solurile umede, ca şi cele argiloase, se încălzesc mai greu decât solurile uscate sau cele nisipoase.

Pe solurile umede, grele, fără structură, şi evaporaţia este mai activă, fapt ce contribuie, de asemenea, la scăderea temperaturii (pentru evaporarea unui gram de apă sunt necesare 600 calorii la temperatura de 0°C).

Gerul datorat evaporaţiei se produce când solul este umed. Apa luând căldura necesară evaporaţiei din mediul ambiant (sol, atmosferă, vegetaţie), provoacă o scădere a temperaturii. Astfel de geruri se întâlnesc frecvent în zonele de văi şi lunci cu ape freatice aproape de suprafaţa solului.

Higroscopicitatea face ca temperatura minimă să fie cu atât mai ridicată cu cât solul este mai higroscopic.

Capilaritatea influenţează în mare măsură evaporaţia, care contribuie la răcirea solului. Deci solurile cu o mare capilaritate favorizează îngheţurile nocturne, evaporaţia pe aceste soluri fiind intensă.

Permeabilitatea favorizează, de asemenea, îngheţurile nocturne, datorită faptului că solurile permeabile, fiind uşor traversate de apă, pierd repede căldura prin radiaţia nocturnă.

*Orografia şi particularităţile zonei.* Orientarea terenului prezintă o mare importanţă. Astfel, solurile situate pe pante sudice se încălzesc cel mai mult în timpul zilei, iar cantitatea mare de căldură acumulată face ca pe aceste terenuri îngheţurile să fie mai rare şi mai puţin intense. Solurile cu expoziţie nordică, încălzindu-se mai puţin şi mai încet, din cauza cantităţii mai reduse de căldură absorbită în timpul zilei şi din cauza lungimii mari a intervalului lipsit de insolaţie, mai ales în cazul pantelor mari, înregistrează cele mai intense îngheţuri târzii de primăvară şi timpurii de toamnă.

Solurile situate pe pante orientate spre est se încălzesc de dimineaţă şi încep să se răcească înainte de apusul soarelui. Pe aceste soluri îngheţurile se produc frecvent şi au, în general, o durată scurtă, temperatura făcând salturi bruşte în primele ore ale dimineţii, dăunătoare plantaţiilor.

Solurile situate pe pante orientate spre vest se încălzesc mai târziu dimineaţa, temperatura făcând salturi bruşte în prima parte a nopţii. Îngheţurile sunt mai puţin frecvente, dar dacă se produc au o durată mai mare.

Panta terenului exercită, de asemenea, o influenţă importantă în producerea îngheţului: solurile de pe terenuri plane (câmpii, platouri) sunt mai puţin expuse variaţiilor bruşte de temperatură, în comparaţie cu cele de pe terenurile accidentate. Îngheţurile cele mai frecvente şi cele mai accentuate se produc în fundul văilor. Explicaţia este următoarea: seara, pe timp calm, solul se răceşte, răcind şi aerul de deasupra, pe o înălţime egală şi în vale, şi pe versant, şi pe vârf (platou). Cum temperatura în altitudine este mai scăzută, aerul de aici devine mai dens şi începe să coboare şi să se acumuleze în vale, unde ia locul celui mai cald şi mai umed de aici. Din cauza acestui fenomen, văile sunt mai des bântuite de îngheţuri decât porţiunea mijlocie a pantelor; de aceea văile sunt evitate de către pomicultori şi viticultori.

Când vântul bate cu o viteză mai mare de 4 m/s, îngheţul se produce după alt mecanism: pe versantul din faţa vântului, pe care aerul este obligat să ascensioneze, are loc o răcire advectivă a aerului cu aproximativ 1°C pentru fiecare 100 m de urcare. La rândul său, vântul măreşte şi evaporaţia. Pe versantul pe care aerul coboară se produce o încălzire advectivă a aerului şi, în acest caz, îngheţul nu se înregistrează.

*Factorii agro-fitotehnici.* Solul pierde noaptea prin radiaţie o cantitate de căldură oarecare, transportată spre suprafaţă prin conductibilitate moleculară. Lucrările culturale care modifică structura stratului superficial de sol (arat, grăpat, oricare alte lucrări care afânează stratul arabil), influenţează în sens pozitiv sau negativ fenomenele de îngheţ, intensificând pierderile de căldură prin radiaţie, datorită împiedicării conductibilităţii termice spre suprafaţă (pierderile de căldură prin radiaţie nu pot fi compensate de către fluxul de căldură venit dinspre orizonturile mai adânci în cazul acestor lucrări).

2. *Complexul meteorologic*

*Variaţia temperaturii.* Noaptea solul se răceşte mai repede decât aerul de deasupra lui, născându-se astfel o inversiune termică la sol (în apropierea solului temperatura creşte cu înălţimea). Prin producerea inversiunii termice la sol, pe timp calm, fără vânt, mişcările verticale ale aerului se reduc considerabil, deci şi schimbările de căldură între sol şi aer.

*Vântul.* Când are o viteză mai mare de 4 m/s, vântul opreşte formarea inversiunii termice la sol, duce la uniformizarea temperaturii solului cu cea a aerului de deasupra.

Vântul cu viteză mai mică, până la 3-4 m/s, favorizează producerea fenomenului de îngheţ în zonele joase ale văilor, existând posibilitatea de acumulare a aerului rece. Un vânt cu viteza depăşind 4 m/s reduce posibilitatea producerii îngheţului (de tip advectiv-radiativ, nu şi simplu advectiv, dacă temperatura masei de aer în tranzit este deja negativă).

*Nebulozitatea.* Gradul de acoperire a cerului cu nori, felul şi înălţimea norilor, au o mare influenţă asupra radiaţiei nocturne (respectiv a îngheţului nocturn). Scăderea nocturnă a temperaturii prin radiaţie este maximă în cazul cerului senin şi minimă în cazul cerului acoperit de nori.

Cu cât norii sunt mai joşi, cu atât temperatura scade noaptea mai puţin. În cazul plafonului „0” metri (ceaţă), temperatura se menţine uneori (când lipseşte vântul şi de obicei lipseşte în astfel de condiţii) tot cursul nopţii ia aceeaşi valoare.

*Ceaţa.* Aerul cu un anumit conţinut de vapori se încălzeşte, într-o oarecare măsură, datorită degajării de căldură lentă în procesul de condensare. Condensarea (formarea ceţii) se produce în momentul când vaporii

devin saturaţi. Dacă saturarea (formarea ceţii) se produce înainte ca temperatura aerului să coboare sub 0°C, îngheţul nu se mai produce. Deci ceaţa împiedică îngheţul. Condiţii pentru formarea ceţii: vânt sub 4 m/s, cer senin.

### 29.1.2. ARIILE DE REPARTIŢIE A ÎNGHEŢURILOR ÎN ANOTIMPURILE DE TRANZIŢIE ÎN ŢARA NOASTRĂ

În luna aprilie se produc îngheţuri periculoase în toată ţara. În regiunea deluroasă (cu cele mai multe plantaţii pomicole) frecvenţa îngheţurilor este de peste 80%, în timp ce pe litoralul sudic, în Dobrogea şi sud-vestul Câmpiei Olteniei, frecvenţa îngheţurilor e mai mică de 60%. Zonele Iaşi-Bacău şi Bucureşti-Armăşeşti se remarcă printr-o frecvenţă marc a îngheţurilor în luna aprilie.

În luna mai, fenomenul de îngheţ este de asemenea posibil în toată ţara (exceptând câteva fâşii restrânse în Lunca Dunării şi în Dobrogea), într-un procentaj ce variază de la 1 la 20% în zona de şes şi 20 la 40% în zona de deal, Platoul Transilvaniei şi Nordul Moldovei.

În luna septembrie, fenomenele de îngheţ sunt posibile în ţara noastră pe suprafeţe destul de extinse, nu numai în regiunea de munte, ci şi de deal şi câmpie.

În luna octombrie se pot produce îngheţuri în toate regiunile ţării; în unele zone frecvenţa acestui fenomen este destul de marc, depăşind 50% şi chiar 60% în zona de câmpie.

Aria microclimatică de răspândire a îngheţurilor depinde de unele particularităţi locale ca:

– rolul altitudinii, când masele de aer arctic, care în mod obişnuit duc la apariţia îngheţurilor în ţara noastră, având o densitate mare, se canalizează prin văile râurilor, unde de fapt se produce îngheţ în cele mai multe cazuri şi

– orientarea văilor în sensul liniei de curent al maselor reci de aer ajută mult la propagarea condiţiilor de formare a îngheţului.

## 29.2. METODE DE PROTECŢIE CONTRA ÎNGHEŢURILOR FOLOSITE ÎN PLANTAŢII

### 29.2.1. METODE GENERALE DE PROTECŢIE

Pentru protejarea plantaţiilor se pot folosi diverse metode de combatere sau de prevenire a fenomenelor de îngheţ:

– metode agrofitotehnice, care constau în aplicarea de îngrăşăminte, mulcirea, perdele de protecţie, plantări de soiuri rezistente etc. şi

– metode pentru atenuarea efectului radiaţiei nocturne, care constau în crearea de ecrane protectoare de durată limitată, formate din aerosoli (ceaţă, nori artificiali, perdele de fum etc.)

În tehnica agricolă au oarecare răspândire:

– metoda fumigaţiei (ecran protector de aerosoli, generat de materiale fumigene);

– metode de încălzire a mediului ambiant;

– metoda ventilării aerului;

– metoda umezirii mediului ambiant prin „aspersiunea antigel”.

### 29.2.2. TEHNICA ASPERSIUNII ANTIGEL ŞI BAZA DE CALCUL

Metoda umezirii mediului ambiant prin aspersiunea antigel este indicată în cazul unor culturi valoroase şi în zonele în care există sisteme de irigaţii.

În plantaţiile pomicole din ţara noastră, această tehnică are roluri multiple: antigel, completarea deficitului de apă al solului, aplicarea tratamentelor antiparazitare, pentru climatizare, pentru fertilizare, pentru colorare.

Dacă temperatura aerului ambiant coboară sub 0°C, stratul de gheaţă care se formează pe muguri, flori, ramuri tinere, în urma aspersiunii apei, protejează cultura, cu condiţia ca aspersiunea să nu se întrerupă nici un moment cât temperatura aerului se menţine negativă.

Amestecul apă-gheaţă (creat prin aspersarea continuă a apei cât se menţin temperaturi negative ale aerului) îşi păstrează temperatura la minimum 0°C atâta timp cât există apă în contact cu gheaţa. Aceasta conduce la necesitatea de a menţine aspersarea atât pe toată durata îngheţului, cât şi după aceea, până când ţurţurii se topesc, pentru dezgheţarea treptată a organelor de protejat (muguri şi flori îndeosebi) (fig. 29.1.)

Pojghiţa de gheaţă care se formează are un dublu rol:

1. constituie un strat izolator, menţinând la exterior o temperatură foarte apropiată de 0°C (temperatura minimă a amestecului apă-gheaţă);

2. o parte din căldura latentă specifică pe care o degajă apa în procesul de îngheţare (80 calorii/gram apă 0°C), este cedată plantei, care se menţine astfel la o temperatură de câteva grade peste zero, cu 2-4°C mai ridicată decât temperatura amestecului apă-gheaţă din exterior.

Volumul de apă aspersată trebuie să fie suficient pentru a se realiza pojghiţa de gheaţă protectoare. Depăşirea unei anumite limite duce însă la formarea unui

strat prea gros de gheaţă, care poate provoca ruperea mugurilor.

Metoda aspersiunii antigel prezintă avantaje, în comparaţie cu cele prezentate anterior, deoarece acţionează direct şi este eficientă, instalaţia de aspersiune fiind folosită şi în alte scopuri (umectare, fertilizare, colorare etc.), indicii de eficienţă sunt ridicaţi.

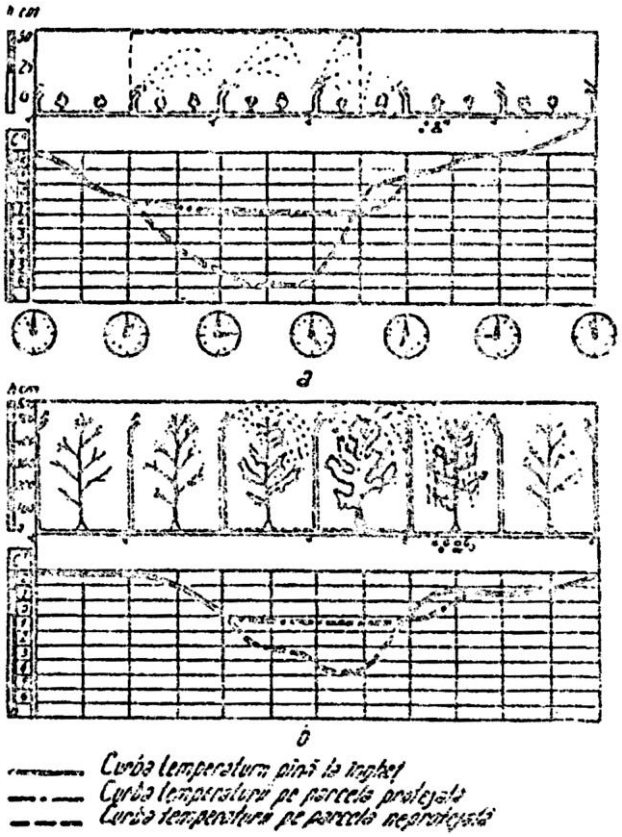



**Fig. 29.1.** Programul de funcţionare a instalaţiei de aspersiune pentru protejarea culturilor contra îngheţului: a – pentru culturi de câmp; b) – pentru plantaţii pomicole.

1. *Cantitatea de căldură ce trebuie recuperată*

Cunoaşterea volumului de apă necesar irigării antigel (deasupra coroanei) constituie prima problemă, care este condiţionată de factorii de mediu şi plantă. În principiu trebuie adus un volum de apă care să acopere – prin degajarea căldurii în procesul de îngheţare – cantitatea de căldură pierdută. Rezultă deci că este necesară stabilirea, în prealabil, a cantităţii de căldură ce va fi recuperată prin aspersiunea antigel.

Cantitatea de căldură care se pierde, în cazul răcirilor nocturne, din momentul în care temperatura aerului atinge pragul minim admisibil (pragul rezistenţei la ger al speciilor din plantaţia ce se protejează), trebuie recuperată prin metodele antigel enunţate, respectiv prin aspersiune, în cazul de faţă.

Fenomenul de îngheţ fiind foarte complex, angajând numeroşi factori, calculul intensităţii necesare a ploii, a volumului de apă şi a celorlalte caracteristici hidraulico-funcţionale se face în limite aproximative. Studiile experimentale, specifice diferitelor zone, vor fi singurele în drept să răspundă exact cerinţelor de amenajare şi exploatare a instalaţiilor antigel.

Principalii factori care participă la scăderea temperaturii, în cazul răcirilor nocturne, sunt: evaporarea apei din sol, pierderea căldurii din structurile joase ale atmosferei, prin turbulenţă, radiaţia terestră și vântul.

*Pierderile de căldură prin evaporare.* Fenomenul evaporării este destul de complex. Aici interesează cazul particular în care se află solul saturat cu apă sau în care apa freatică se găseşte la mică adâncime, participând activ la fenomenul de îngheţ pe care-l analizăm. Cazul se referă în special la lunci, văi, depresiuni, zone joase de la baza versanţilor (în lungul văilor), unde apa freatică este mai aproape de suprafaţă şi unde de fapt se produc îngheţurile cele mai puternice.

Cantitatea de căldură care se pierde prin evaporarea $Q$ este aproximată prin relaţia:

$$Q = G \cdot \lambda \ \text{[cal/cm}^2 \text{ min]} \qquad (29.1)$$

în care:

$\lambda$ = căldura specifică de evaporare a apei (597 calorii/gram °C)

G = viteza evaporării (g/cm$^2$ s), care, după legea lui Dalton, este aproximată prin relaţia:

$$G = A\frac{E-e}{p}$$

în care:

$A$ este coeficient de proporţionalitate, în funcţie de viteza vântului;

$E$ – tensiunea de saturaţie, corespunzătoare temperaturii suprafeţei de evaporare (milibari);

$e$ – tensiunea reală (actuală) la suprafaţa de evaporare (milibari);

$p$ – presiunea atmosferică, corespunzătoare lui $e$ şi temperaturii menţionate (milibari).

Pentru determinarea cantităţii de căldură ce trebuie recuperată, interesează de aici căldura ce se poate pierde prin evaporare, din momentul în care temperatura aerului – la nivelul adăpostului meteorologic, 2 m – atinge pragul de 0°C; în acest moment, temperatura solului este mai coborâtă în medie cu 1-2°C, fiind deci negativă. În asemenea situaţie, la suprafaţa solului se poate forma o crustă de gheaţă, evaporaţia micşorându-se; prin evaporarea apei din sol, se pierde o cantitate de căldură mai mică în comparaţie cu cea pierdută prin radiaţie.

*Variaţiile de căldură prin procese de condensare.* Trecerea apei din faza de vapori în faza de vapori în faza lichidă sau solidă se face cu degajare de căldură. Vaporii de apă din atmosferă se pot transforma în stare lichidă sau solidă când, la nivelul la care se produce

condensarea sau sublimarea lor, se realizează starea de saturaţie.

Starea de saturaţie necesară pentru începerea procesului de condensare se obţine în atmosferă, fie în urma scăderii temperaturii, fie din cauza afluxului suplimentar de vapori de apă către volumul de aer în care se produce condensarea.

Scăderea temperaturii masei de aer se poate produce în cazul îngheţurilor nocturne datorită răcirii prin radiaţie şi schimbului de căldură turbulent sau molecular cu masele de aer vecine cu suprafaţa terestră. Însă, prin producerea inversiunii termice de radiaţie la sol (frecventă în asemenea cazuri), mişcările verticale ale aerului se reduc considerabil în stratul atmosferic de lângă sol şi schimbările de căldură între sol şi atmosferă pot fi considerate stabile.

Condensarea vaporilor de apă, în măsura în care interesează acum, se poate produce direct pe suprafaţa terestră (condensarea la sol) şi în stratul atmosferic de lângă sol (ceţurile).

*Condensarea la sol,* în condiţiile meteorologice ale îngheţurilor nocturne de primăvară, vaporii de apă aflaţi în apropierea suprafeţei terestre se condensează pe sol, pe vegetaţie, formându-se produse de condensare: rouă, brumă, chiciură.

Procesul are loc cu degajare de căldură. Problema cantităţii de rouă ce se formează a fost studiată (M.E. Berleaud) pe baza ecuaţiilor schimbului de căldură şi umiditate în stratul atmosferic de lângă sol:

$$W = \int_0^t u_1 dt \ \ (\text{g/m}^2) \qquad (29.2)$$

în care:

$W$ este cantitatea de rouă ce se formează în timpul $t$;

$u_1$ – viteza cu care se formează rouă (g/m$^2$ oră)

Cantitatea de căldură care se degajă este:

$$Q = \frac{\lambda_s W}{t} \ (\text{cal/cm}^2 \text{ min}) \qquad (29.3)$$

în care:

$\lambda_s$ = 677 – 0,36 t°C $\cong$ 677 cal g°C (căldura specifică latentă de sublimare).

Presupunând cu o bună aproximaţie că toţi vaporii de apă sublimează, formând rouă solidă;

$$W = 67,2 \text{ g/m}^2 = 672 \cdot 10^{-5} \text{ g/cm}^2$$

şi

$t$ = 8 ore = 8·60 min,

deci:

$$Q' = \frac{677 \cdot 672 \cdot 10^{-5}}{8 \cdot 60} = 0,568 \text{ cal/cm}^2 \text{ min}$$

De aici se observă că rolul pe care îl are roua în protecţia plantelor contra înghetului este neînsemnată, întărind astfel afirmaţiile lui M.E. Berleaud în aprecierea din punct de vedere cantitativ a creşterii temperaturii aerului şi solului ca efect al formării brumei.

*Ceaţa.* Este rezultatul condensării vaporilor de apă din atmosferă, în apropierea imediată a suprafeţei terestre (în stratul de lângă sol). Pentru a începe formarea ceţii este necesar ca aerul să atingă starea de saturaţie (în ceea ce priveşte vaporii), iar pentru formarea ei trebuie ca în aer să se condenseze o anumită cantitate de vapori de apă.

Cantitatea de căldură care se degajă la formarea ceţii (prin condensarea vaporilor de apă) se stabileşte aproximativ prin relaţia:

$$Q = \frac{\Delta_S \cdot \lambda_c}{t} \ (\text{cal/cm}^2 \text{ min}) \qquad (29.4)$$

în care:

$Q$ – este cantitatea de căldură care se degajă;

$\Delta_S$ – debitul de apă al ceţii (masa picăturilor de apă din unitatea de volum sau de masa de aer);

$\lambda_c$ – căldura latentă specifică de condensare;

$\lambda_c$ = 957 cal/g°C la 0°C;

$t$ – timpul în care se produce scăderea temperaturii şi condensarea continuă a vaporilor

$$\Delta_S = \frac{622 \cdot \Delta E}{p}$$

unde:

$\Delta E$ este variaţia tensiunii vaporilor (de saturaţie) la scăderea temperaturii de la $t_1$ = 0°C [$E_1$ - 6 milibari] la $t_2$ = –10°C [$E_2$ = 2,86 mb];

$$\Delta E = E_1 - E_2 = 6,11 - 2,86 = 3,25 \text{ mb};$$

$p$ = 1000 mb (presiunea mediului, la care presupunem că se face condensarea), deci:

$$\Delta_S = \frac{622 \cdot 3 \cdot 25}{1000} = 2,03 \text{ g/kg de aer}$$

Raportând debitul de apă al ceţii la unitatea de volum de aer $\rho_{va} = \rho_{usc} \cdot 0,622$ (la aceeaşi presiune şi temperatură, densitatea vaporilor de apă reprezintă $\frac{5}{8} = 0,622$ din densitatea aerului uscat); $\rho_{usc}$ = 1,293 kg/m$^2$, deci $\rho_{va}$ = 0,622 – 1,293 = 0,805 kg/m$^3$, deci:

$$\Delta_S = \frac{2,03}{\frac{1}{0,805}} = \frac{2,03}{1,24} \ \text{g/m}^3 \text{ aer}$$

Admiţând înălţimea de protejat, în care considerăm că se formează ceaţă $H$ = 4 m, se poate obţine debitul de apă al ceţii ce ar corespunde unităţii de suprafaţă de teren:

$$\Delta_{S'} = \frac{2,03}{\frac{1,24}{4}} = \frac{2,03}{0,31} \text{ g/m}^2 = \frac{2,03}{3100} \ \text{g/cm}^2$$

În aceste condiţii, cantitatea de căldură ce se degajă, pentru $t$ = 5 ore calculată cu relaţia dată, este:

$$Q' = \frac{2.03 \cdot 597}{3100 \cdot 300} = 0,0013 \text{ cal/cm}^2 \text{ min}$$

Cantitatea de căldură care se degajă prin condensul vaporilor de apă în stratul atmosferic de lângă sol este foarte mica, în comparaţie cu cea care se pierde prin radiaţie.

*Schimbul de căldură prin turbulenţă între suprafaţa terestră şi atmosferă.* Fluxul caloric turbulent $Q_0$ la nivelul suprafeţei terestre, datorat mişcărilor haotice ale particulelor de aer sau amestecului turbulent al acestora, este:

$$Q_0 = cl \cdot A \frac{\partial T}{\partial Z} \qquad (29.5)$$

în care:

*cp* este căldura specifică a aerului, la presiune constantă;

*A* – coeficientul amestecului turbulent;

$\frac{\partial T}{\partial Z}$ – gradientul termic vertical; arată variaţia temperaturii cu înălţimea.

Pentru determinarea gradientului termic vertical, în diferite condiţii meteorologice şi deasupra diferitelor soluri, se pot face măsurători, prin echiparea staţiei meteo-antigel cu aparataj adecvat. Cunoscând acest gradient termic în apropierea solului, se va putea determina cu mai multă precizie cantitatea de căldură care se pierde în cazul răcirilor nocturne.

*Pierderile de căldură prin radiaţie.* Ziua, razele solare încălzesc pământul, iar acesta, la rândul său, încălzeşte atmosfera. Pe de altă parte, pământul şi atmosfera radiază corespunzător temperaturilor lor, atât ziua cât şi noaptea.

Radiaţia terestră şi cea atmosferică au o influenţă directă asupra temperaturii aerului. Noaptea, radiaţia efectivă (nocturnă în acest caz) este:

$$R_N = R_T - R_A \qquad (29.6)$$

în care:

$R_T$ este radiaţia terestră, emisă de pământ, considerat ca un emiţător termic, şi se poate calcula cu expresia:

$$R_T = \tau T^4 \qquad (29.7)$$

în care:

*T* este temperatura absolută a solului (°K),

$\tau = 8,14 \cdot 10^{-11}$ cal/cm$^2$ min·grad$^4$ (constanta radiativă Stefan Boltzman).

Pentru estimarea radiaţiei atmosferice se pot folosi relaţiile $R_A$ şi $R_{AN}$:

$$R_A = \tau T^4 \left(a + b\sqrt{e}\right) \qquad (29.8)$$

după D. Brunt, pentru cazul cerului senin, în care:

*e* = presiunea actuală a vaporilor aerului la sol;

*a* = 0,44, constantă;

*b* = 0,08, constantă;

*T* = temperatura absolută a atmosferei (°K);

$\tau = 8,14 \cdot 10^{-11}$ cal/cm$^2$ min·grad$^4$ (constanta radiativă)

$$R_{AN} = \tau T^4 - \lambda (T^4 - R_A) \qquad (29.9)$$

după A. Angström şi S5. Asklöf pentru cazul cerului acoperit de nori

în care:

$R_A$ este valoarea intensităţii radiaţiei atmosferice pe cer complet senin;

*T* – temperatura atmosferei;

$\lambda$ – o constantă care depinde de înălţimea norilor; $\lambda$ = 0,25 pentru plafon nori 3 km.

Prezenţa norilor pe cer are ca efect reducerea radiaţiei nocturne; aceasta (reducerea) scade cu creşterea înălţimii norilor. Norii absorb şi în „fereastra spectrală" dintre 8 şi 13 μ.

Calculele ce au condus la nomogramele din figurile 29.2 a, b s-au referit la determinarea:

– radiaţiei terestre $R_T$ (cal/cm$^2$ min);

– limitelor maxime ale *e* (tensiunea de saturare a vaporilor aerului în sol);

– presiunilor actuale a vaporilor aerului la sol, pentru diferite valori ale temperaturii şi umidităţii relative;

– radiaţiei atmosferice pentru cazul cerului senin:

$R_A = \tau T^4 \left(a + b\sqrt{e}\right)$ cal/cm$^2$ min;

– radiaţiei atmosferice pentru cazul cerului noros, plafon nori 3 km

$R_{AN} = \tau T^4 - \lambda (T^4 - R_A)$ cal/cm$^2$ min

Cu aceste relaţii de bază s-au determinat valorile:

– radiaţiei nocturne pentru cazul cer senin>

$R_N^{'} = R_T - R_A$

– radiaţiei nocturne pentru cazul cer noros, plafon nori 3 km

$R_N^{"} = R_T - R_{AN}$ (kcal/m$^2$ oră)

S-a considerat necesar să se cunoască numai radiaţia nocturnă emisă din momentul în care temperatura aerului, la nivelul adăpostului meteorologic (la 2 m înălţime de la sol), atinge pragul de 0°C. În acest moment, temperatura solului este mai coborâtă în medie cu 1-2°C (deci negativă).

Radiaţia atmosferică s-a calculat pentru diferite valori ale temperaturii aerului şi ale umidităţii relative a aerului (căreia îi corespund diferite valori ale presiunii actuale *e* a vaporilor aerului la sol).

Umiditatea relativă a aerului, în funcţie de presiunea actuală *e* a vaporilor la sol, s-a calculat prin:

$$U_r = \frac{e}{E} \cdot 100 \ (\%) \qquad (29.10)$$

în care:

*E* este tensiunea de saturaţie a vaporilor la sol,

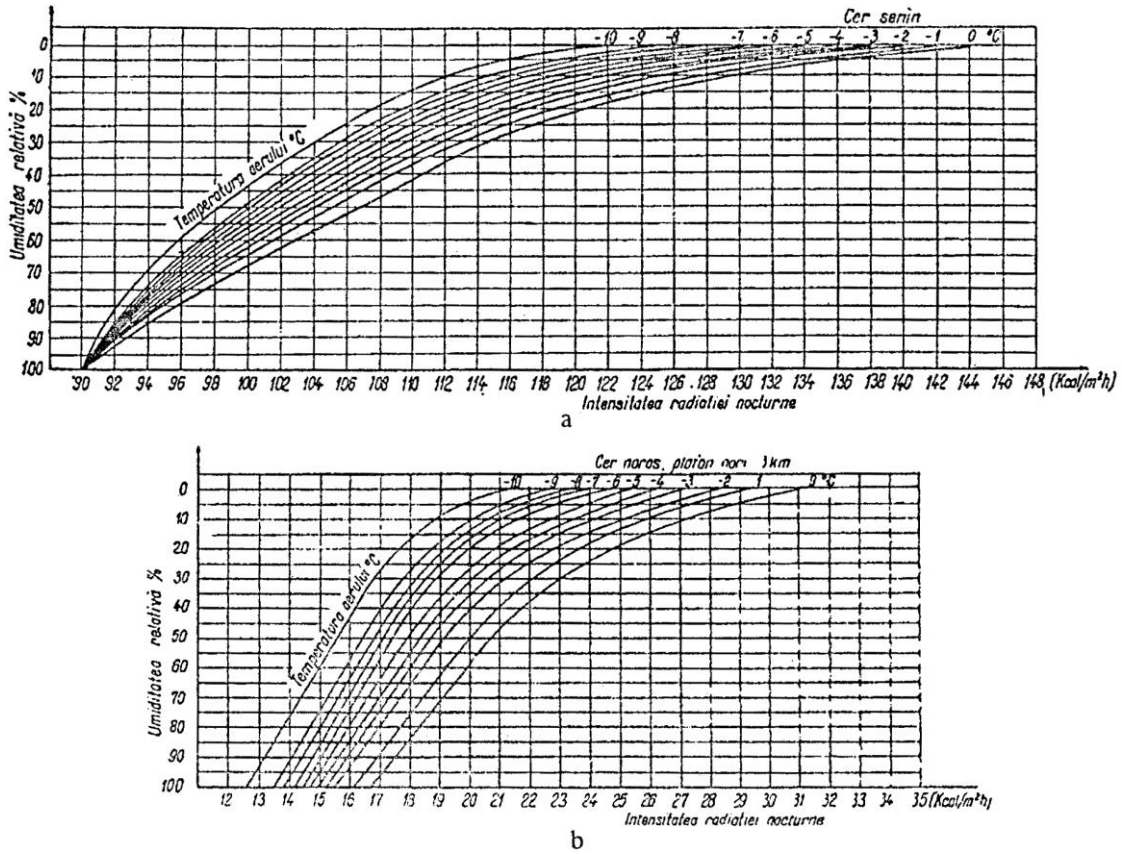



**Fig. 29.2.** Nomograme pentru determinarea fluxului de radiaţie: a – Nomogramă pentru determinarea fluxului caloric radiativ (cantităţi de căldură ce se pierd prin radiaţia nocturnă) în cazul „cer senin” în funcţie de temperatura şi umezeala aerului, temperatura solului se consideră cu 2°C mai joasă, în orice moment; b – Nomogramă pentru determinarea fluxului de radiaţie (cantităţi de căldură ce se pierd prin radiaţie) în cazul „cer noros”, plafon nori 3 km, în funcţie de temperatura şi umezeala aerului, temperatura solului se consideră cu 2°C mai joasă, în orice moment.

care variază cu temperatura astfel:

$$\lg E = 9,4051 - \frac{2352}{T}$$

S-a constatat că dacă *e* variază între 0 mb şi valoarea tensiunii de saturaţie *E* a vaporilor aerului pentru o anumită temperatură, atunci umiditatea relativă a aerului, la acea temperatură, variază între 0 şi 100%.

Se mai menţionează că dacă saturaţia aerului ($U_r$ = 100%; *e* = *E*) se produce înainte ca temperatura lui să coboare sub 0°C, ceaţa astfel formată face ca temperatura aerului să se poată menţine în tot cursul nopţii la aproximativ aceeaşi valoare la care s-a produs saturarea.

Intensităţile radiaţiei nocturne (cal/cm$^2$ min sau kcal/m$^2$ oră) s-au determinat pentru diferite temperaturi ale solului, aerului şi umidităţii relative.

În toate cazurile, după cum s-a menţionat, s-a ţinut seamă de faptul că temperatura solului este în fiecare moment, în medie, cu 2°C mai mică decât temperatura aerului la 2 m înălţime. Pentru a obţine, de exemplu, $R_N$ la temperatura aerului de 0°C, se va considera la însumare $R_A$ la 0° C şi $R_T$ la –2° C.

Aceste date au stat la baza nomogramelor din figurile 29.2a, b, care vor servi la determinarea intensităţii necesare aspersiunii în scop antigel.

*Pierderile de căldură prin advecţie (vânt).* Vântul influenţează într-o foarte mare măsură fenomenele ce se produc în cazul îngheţurilor. Tranzitarea continuă a unor mase de aer rece (cu temperaturi negative) peste parcela ce trebuie protejată duce la necesitatea măririi, uneori considerabilă, a cantităţii de apă necesare pentru a asigura protecţia prin aspersiune.

Tocmai în aceasta constă explicaţia faptului că îngheţurile prin advecţie necesită, pentru acelaşi grad de protecţie, cantităţi mai mari de apă decât îngheţurile prin radiaţie. Această constatare îi aparţine lui Ronald E. Sneed, care stabileşte şi valori concrete cu privire la limitele de protecţie antigel al aspersiunii până la temperatura de –8,9°C (16° F) pentru viteze ale vântului sub 4,5 m/s (sub 10 mile pe oră).

Cantitatea de căldură (*Q*) ce se pierde datorită vântului se poate stabili din diagrama Newman (v. fig. 29.3), ca şi cu ajutorul relaţiei:

$$Q = F \cdot H \cdot v \cdot c \cdot \rho \cdot \theta \quad [\text{kcal/m}^2\text{oră}] \qquad (29.11)$$

în care:

*F* – este lungimea frontului de schimb (m); depinde de forma parcelei;

*H* – înălţimea de protejat (m);

*V* – viteza vântului (m/s);

*c* – căldura specifică a aerului la presiune constantă (în kcal/kg·°C);

ρ – densitatea aerului de tranzit (kg/m$^3$);

θ – diferenţa de temperatură între zona protejată şi o zonă neprotejată; este temperatura cu care trebuie

să ridicăm pe cea a aerului în tranzit, pentru realizarea protecţiei (în °C), dedusă; $Q = m \cdot c \cdot \theta$

unde:

*m* este masa aerului în tranzit

$m = \rho \cdot V = \rho \cdot F \cdot H \cdot v$

*V* – volumul de aer tranzitat.

Dar *Q* din relaţia prezentată reprezintă cantitatea de căldură ce ar trebui adusă pentru realizarea protecţiei şi repartizată pe suprafaţa frontului de curent de aer cu dimensiunile *F* şi *H*.

În vederea calculării intensităţii necesare a ploii antigel, ar trebui repartizată (*Q*) pe suprafaţa parcelei de protejat şi ar trebui găsită o relaţie în această direcţie care să ducă la intensităţi reale ale intensităţii necesare (fig. 29.3), a aspersiunii antigel (aproape de cele indicate în literatura de specialitate, optimul fiind considerat prin urmărirea efectelor în cadrul experimentărilor).

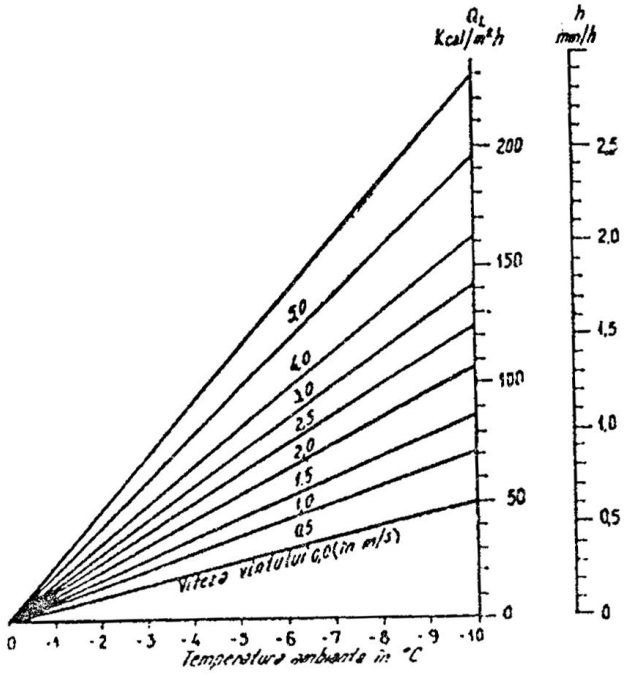



**Fig. 29.3.** Diagrama Newman pentru determinarea intensităţii necesare a ploii. $Q_L$ – pierderea de căldură prin termoconvecţie datorită combinaţiei vânt – temperatură ambiantă; h – înălţimea ploii echivalente.

Se observă că în diagrama Newman sunt incluse în pierderile de căldură prin convecţie termică, dar care aici sunt cu mult mai mici decât pierderile de căldură prin radiaţie stabilite anterior (de remarcat că la temperaturi de –10°C şi viteze ale vântului de 4 m/s, intensitatea necesară a ploii e greu de admis că poate fi de numai 2,5 mm/oră). De aceea, extragem din diagrama Newman numai pierderile de căldură datorită vântului, în funcţie de diferite temperaturi ale mediului ambiant, scăzând din pierderea totală de căldură, ce se obţine cu diagrama Newman pierderea de căldură prin termoconvecţie (constantă pentru aceeaşi temperatură, indiferent de viteza vântului).

Cu valorile obţinute s-a întocmit diagrama din fig. 29.4.

Intensitatea precipitaţiilor creşte cu descreşterea temperaturii aerului.

Cantitatea totală de căldură de recuperat prin aspersiune antigel are la bază cunoaşterea radiaţiei care variază între limitele:

– radiaţia nocturnă – cer noros 12-33 kcal/m$^2$ h;

– radiaţia nocturnă – cer senin 90-146 kcal/m$^2$ h;

– pierderi de căldură datorită vântului 0-180 kcal/m$^2$ h, pentru valorile: temperatura aerului 0-10°C, umiditatea relativă a aerului 0-100%, viteza vântului 0-5,0 m/s.

Astfel, cantitatea totală de căldură de recuperat se obţine prin însumarea celor parţiale de mai sus, corespunzătoare situaţiei în cauză şi obţinute cu ajutorul diagramelor din fig. 29.2a, b şi 29.4.

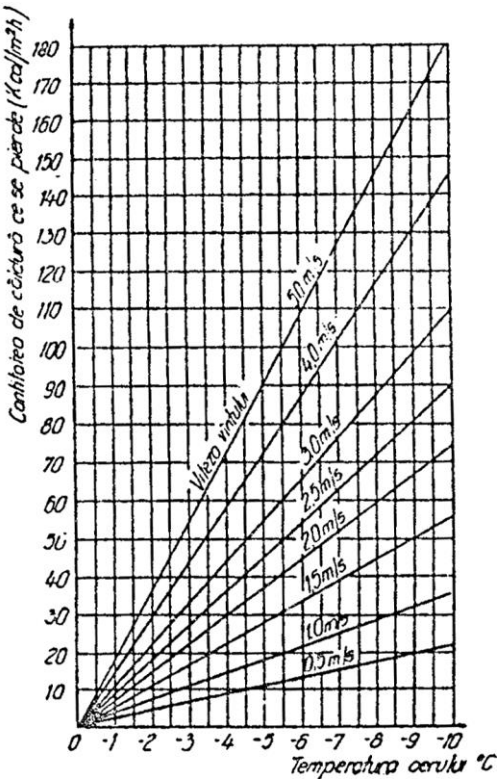



**Fig. 29.4.** Diagrama Newman modificată pentru determinarea pierderilor de căldură datorate numai vântului.

2. *Cantitatea de apă necesară şi calitatea apei.*

Cantitatea de apă necesară pentru asigurarea protecţiei în anumite condiţii decurge din cerinţa că trebuie să cedeze o cantitate de căldură care să acopere sau să fie cel puţin egală cu cea pierdută în condiţiile respective, când valorile temperaturii scad sub un anumit prag.

Cantitatea de căldură cedată de apă este formată din trei părţi:

a) căldura de răcire a apei, de la temperatura

sursei, la 0°C ($Q_1$);

b) căldura latentă de solidificare a apei ($Q_2$);

c) căldura de subrăcire a cristalelor de gheaţă, de la temperatura de 0°C la temperatura minimă admisibilă, la care în corpul vegetal nu se produc distrugeri de ţesuturi ($Q_3$).

Relaţia generală care reprezintă cantitatea de căldură cedată de apa pulverizată şi solidificată, a cărei căldură specifică variază cu temperatura, este:

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 =$$

$$= m\left[\int_{t_2}^{t_1} c_1 dt + \lambda + \int_{t_2}^{t_3} c_2 dt\right] =$$

$$= m\left[c_1 t\Big|_0^{t_1} + \lambda + c_2 t\Big|_0^{t_3}\right] = m(c_1 t_1 + \lambda + c_2 t_3) \qquad (29.12)$$

Cantitatea de lichid necesară este deci:

$$m = \frac{Q}{c_1 t_1 + \lambda + c_2 t_3}\left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \times \text{h}} \text{ sau } \frac{\text{mm}}{\text{h}}\right)$$

pentru că în cazul apei $\rho \cong 1$ (kg/dm$^3$), în care:

$Q$ – este cantitatea de căldură de recuperat (kcal/m$^2$ h);

$c_1$ – căldura specifică a apei, care variază cu temperatura, conform tabelului 29.1;

$t_1$ – temperatura apei ce se pulverizează (°C);

$\lambda$ – căldura latentă specifică de solidificare a apei, $\lambda$ = 80 kcal/kg°C;

$c_2$ – căldura specifică a gheţii; $c_2$ = 53 kcal/kg°C (pentru intervalul 0°C-10°C;

$t_2$ – temperatura minimă admisibilă ($t_2$ = 0°C când protecţia se asigură până la 0° C şi $t_2$ = –1°C, când protecţia se asigură până la –1°C).

**Tabel 29.1.** Căldura specifică a apei în funcţie de temperatura ei

| $t$ °C | $c_1$ (cal/g°C) | $t$ °C | $c_1$ (cal/g°C) |
|---|---|---|---|
| 0 | 1,0094 | 5 | 1,0054 |
| 1 | 1,0084 | 6 | 1,0054 |
| 2 | 1,0074 | 7 | 1,0044 |
| 3 | 1,0074 | 8 | 1,0044 |
| 4 | 1,0064 | 9 | 1,0034 |
| | | 10 | 1,0027 |

Cantitatea de apă necesară, exprimată prin intensitatea $i$ (în mm/h sau kg apă/m$^2$) se calculează pentru mai multe cazuri, care corespund unor temperaturi diferite ale apei de irigaţie (vezi diagramele din fig. 29.3 şi 29.4). Relaţiile între cantităţile unitare de căldură de recuperat şi cantităţile de apă necesare ($i$, în mm/h) sunt indicate în tabelul 29.2.

**Tabel 29.2.** Relaţiile între căldura de recuperat şi apa necesară

| Temperatura minimă asigurată = 0 C | | Temperatura minimă asigurată = –1°C | |
|---|---|---|---|
| $t$ apă (°C) | relaţia | $t$ apă (°C) | relaţia |
| 10 | 1 kcal/m$^2$ h = 0,011 mm/h | 10 | 1 kcal/m$^2$ h = 0,007 mm/h |
| 9 | 1 kcal/m$^2$ h= 0,0112 mm/h | 9 | 1 kcal/m$^2$ h = 0,007 mm/h |
| 8 | 1 kcal/m$^2$ h = 0,01135 mm/h | 8 | 1 kcal/m$^2$ h = 0,0071 mm/h |
| 7 | 1 kcal/m$^2$ h = 0,0115 mm/h | 7 | 1 kcal/m$^2$ h = 0,0071 mm/h |
| 6 | 1 kcal/m$^2$ h = 0,0116 mm/h | 6 | 1 kcal/m$^2$ h = 0,0072 mm/h |
| 5 | 1 kcal/m$^2$ h = 0,00175 mm/h | 5 | 1 kcal/m$^2$ h = 0,0072 mm/h |
| 4 | 1 kcal/m$^2$ h = 0,0119 mm/h | 4 | 1 kcal/m$^2$ h = 0,0073 mm/h |
| 3 | 1 kcal/m$^2$ h = 0,0121 mm/h | 3 | 1 kcal/m$^2$ h = 0,0073 mm/h |
| 2 | 1 kcal/m$^2$ h = 0,0122 mm/h | 2 | 1 kcal/m$^2$ h = 0,0074 mm/h |
| 1 | 1 kcal/m$^2$ h = 0,01235 mm/h | 1 | 1 kcal/m$^2$ h = 0,0075 mm/h |
| 0 | 1 kcal/m$^2$ h = 0,0125 mm/h | 0 | 1 kcal/m$^2$ h = 0,0075 mm/h |

Cu ajutorul relaţiilor şi tabelelor date anterior se determină cantitatea de apă necesară (intensităţi necesare de aspersiune $i$, mm/h), calculată pentru a asigura protecţia până la temperatura de 0°C (a) şi –1°C (b) în condiţiile:

a) – temperatura apei de irigat ($t_1$) variind între 10 şi 0°C

– cantitatea de căldură de recuperat ($Q$) variind între 10 şi 350 kcal/m$^2$·h, pentru care rezultă $i$ = = 0,1100-4,38 mm/h

b) – temperatura apei de irigat $t_1$ = 10°C-0°C

– cantitatea de căldură de recuperat, variind Q = = 10-350 kcal/m$^2$ pentru care rezultă $i$ = 0,070-2,630 mm/h.

Cu aceste date s-au întocmit nomogramele din fig. 29.5

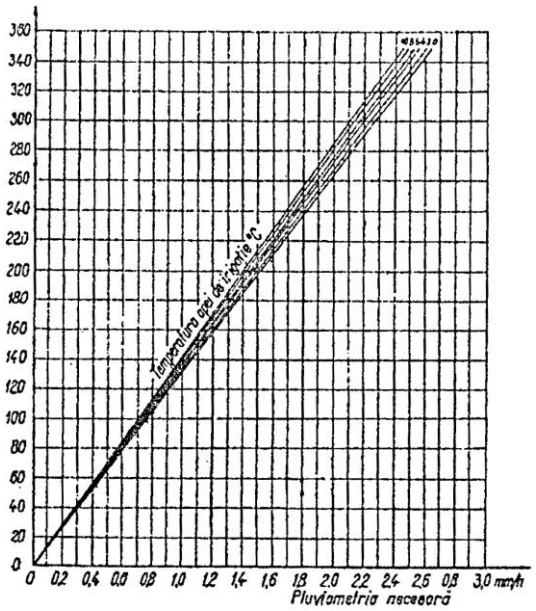



**Fig. 29.5.** Nomogramă pentru determinarea intensităţii necesare a aspersiunii, în funcţie de cantitatea totală de căldură de recuperat şi temperatura apei de irigaţie.

Se asigură protecţia până la –1°C.

*Observaţii*

Calculul intensităţii necesară aspersiunii în diferite condiţii meteorologice s-a făcut, pornindu-se de la ideea că trebuie adusă atâta apă în teren, încât să se înlocuiască – pentru asigurarea protecţiei – toată cantitatea de căldură ce se pierde în spaţiul ocupat de plante. Plecând de la ideea că numai organele plantei care sunt în pericol nu trebuie să ajungă la temperaturi negative periculoase, se pot determina intensităţi cât mai reduse ale aspersiunii, care să ducă la micşorarea cantităţii de apă folosită şi a energiei consumate, realizând totuşi o protecţie satisfăcătoare şi reducerea grosimii crustei de gheaţă până la cea strict necesară. În mod deosebit trebuie protejaţi mugurii, florile, frunzele şi ramurile tinere.

3. *Condiţii tehnico-funcţionale şi de calitate pe care trebuie să le îndeplinească ploaia şi instalaţia de aspersiune în scop de protecţie antigel*

Viteza de rotaţie a aspersoarelor cea mai adecvată se stabileşte în funcţie de timpul necesar picăturii pentru a ajunge tot în stare lichidă pe frunze (sau alte organe de apărat).

Pe baza faptului că apa trebuie să ajungă pe frunză la 32°F (0°C) timpul dintre două rotaţii (perioada maximă de rotaţie) se poate calcula cu formula standard de răcire:

$$T = T_0 \exp\left[\frac{Lf \cdot 2\delta}{c}(t - t_e)\right] \text{pentru } t < t_e \quad (29.12)$$

$$T = T_0 \text{ pentru } t > t_e \quad (29.12')$$

în care:

$t_e$ este durata cerută pentru a îngheţa apa aderentă la frunză.

Pelicula are o grosime minimă $\delta \cong 0,03$ mm. Timpul necesar răcirii acestei pelicule depinde de creşterea căldurii eliberate, $2\delta Lf$ , de diferenţa de temperatură între aer şi punctul de răcire ($T_0 - T_a$) şi rezistenţa terminală la transferul de căldură.

$t_e$ se calculează cu:

$$t_e = \frac{2K\delta Lf}{(T_0 - T_a)} \quad (29.13)$$

Deci perioada totală necesară a unei rotaţii (cea mai lungă posibilă) este:

$$t = \frac{K \cdot 2\delta Lf}{T_0 - T_a} + \frac{c}{\delta Lf} \ln \frac{T_0}{T_m} \quad (29.14)$$

(după J.F. Gerber şi D.S. Harrison).

Relaţia 29.12 a fost stabilită în baza considerentului că apa care ajunge la frunza de protejat are temperatura de 0°C (32°F).

Termenul $\frac{K \cdot 2\delta Lf}{T_0 - T_a}$ reprezintă durata cerută pentru a îngheţa apa aderentă la frunză.

$K$ este rezistenţa termică la pierderea de căldură (căldură rezultată prin răcirea peliculei de apă de pe frunză). Valoarea lui $K$ trebuie determinată experimental pentru frunzele diferitelor plante (de diferite mărimi). Orientativ se poate avea în vedere $K = 14$ cm$^2$ min/cal.

$\delta$ – grosimea peliculei de apă aderentă la frunză; pelicula are o grosime minimă: $\delta = 0,03$ mm;

$Lf$ – 80 cal/g°C, căldura specifică de îngheţare a apei;

$T_a$ – temperatura aerului (variabilă aici);

$T_0$ – temperatura de îngheţare a apei (°C = 273,2°K);

$c$ – capacitatea calorică a unei secţiuni transversale prin suprafaţa frunzei; $c$= 0,08 unităţi cg.s.;

$T_m$ – temperatura minimă permisă pentru frunza stropită la pragul 0°C; $T$ = 0°C = 273,2°K.

Cu datele de mai sus se calculează $t$ cea mai mare perioadă permisă de rotaţie a aspersoarelor, pentru $T_a$ variind între 273,2-263,2°K (0,0-10,0°C), astfel ca apa să nu îngheţe înainte de a ajunge la organul de protejat (de exemplu frunza) şi înainte ca temperatura acestuia (frunza) să nu coboare sub 0°C.

Cu valorile obţinute s-a întocmit diagrama din fig. 29.6. În calcule nu s-a ţinut seamă de influenţa vântului şi a umidităţii atmosferice, care, desigur, ar modifica, într-o oarecare măsură, rezultatele de mai sus. Astfel, viteza de îngheţare a peliculei de apă creşte cu cât viteza vântului este mai mare şi scade cu cât umiditatea relativă a aerului este mai mare. Atât vântul cât şi umiditatea relativă a aerului, prin variaţiile lor, aduc modificări în efectele evaporării.

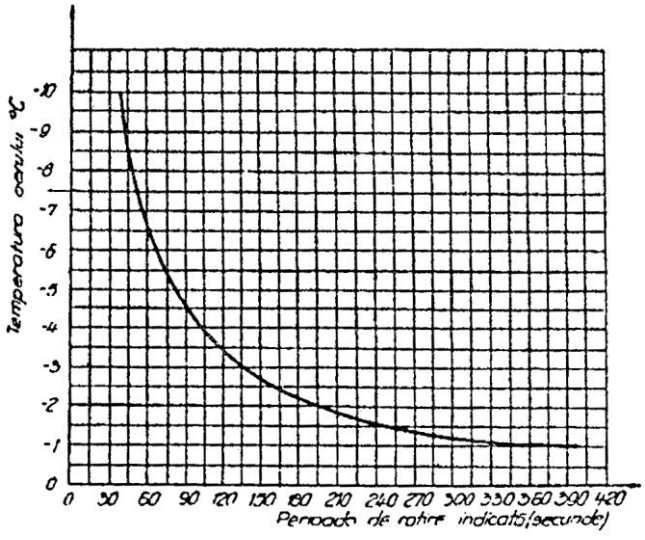



**Fig. 29.6.** Diagrama pentru determinarea celei mai mari perioade permise de rotaţie **a** aspersoarelor, în funcţie de temperatura aerului ambiant (s-a folosit relaţia 14).

Viteza de rotaţie a aspersoarelor, pentru o as-

persiune antigel de mare randament (privind cantitatea de apă folosită şi efectele produse), trebuie corelată strict cu pluviometria necesară, în aşa fel încât pe organele de protejat să se menţină continuu şi pe timpul necesar amestecul apă-gheaţă.

Întreruperea aspersiunii în timpul îngheţului, chiar şi numai pentru câteva minute, are efecte deosebit de păgubitoare asupra plantelor. În acest caz, pagubele pot fi chiar mai mari decât dacă nu s-ar fi început operaţia de stropire, plantele fiind ude. De aceea se impune absolută siguranţă că tipurile de aspersoare folosite nu sunt ameninţate cu blocarea prin îngheţarea apei pe duze sau pe alte organe ale mecanismelor lor, sau înfundarea cu eventualele aluviuni din apa de irigaţie insuficient limpezită.

Fineţea necesară ploii antigel – respectiv diametrul picăturilor are mare importanţă în aspersiunea antigel şi stabilirea acestora trebuie să se facă în baza considerentelor:

1) să nu fie afectate organele foarte sensibile ale plantelor (florile, de exemplu), prin crearea unei ploi prea grosiere;

2) picăturile de apă să nu îngheţe înainte de a ajunge pe organul de protejat.

Pentru stropirea organelor vegetale foarte sensibile la lovire (florile, de exemplu), G. Tanda recomandă o ploaie fină cu indicele de fineţe $K_f$ = 0,1-0,3.

$$K_f = \frac{d}{H} \qquad (29.15)$$

în care:

*d*– diametrul duzei aspersorului (mm);

*H*– presiunea la aspersor (m $H_20$)

În literatura de specialitate se menţionează că presiunea în reţeaua de aspersiune antigel nu ar trebui să scadă niciodată sub 3 atm pentru a se realiza un grad înalt de pulverizare $d/H > 0,1$; presiunea optimă este de 4-5 atm.

Diametrele duzelor „antigel" se pot determina după intensitatea ploii şi presiunea de lucru.

Din diagrama prezentată în fig. 29.7 se observă că pentru coeficientul de fineţe maxim admis pentru o ploaie fină ($K_f$ = 0,3), valorile diametrelor duzelor şi presiunilor la aspersor sunt:

$d$ = 6 mm $H_{min}$ = 20 m $H_2O$

$d$ = 5 mm $H_{min}$ = 16 m $H_2O$

iar pentru $K_f$ = 0,1 rezultă:

$d$ = 6 mm $H$ = 60 m $H_2O$

$d$ = 5 mm $H$ = 50 m $H_2O$

fi = 4 mm $H$ = 40 m $H_2O$

Domeniul de exploatare optimă a presiunilor şi duzelor este notat cu (1) şi (2).

În decursul experienţelor trebuie urmărită cu atenţie valoarea *Kf* optim, derivată din condiţia ca picăturile să nu îngheţe înainte de a ajunge la ţintă, dar nici să nu producă leziuni organelor vegetale sensibile.

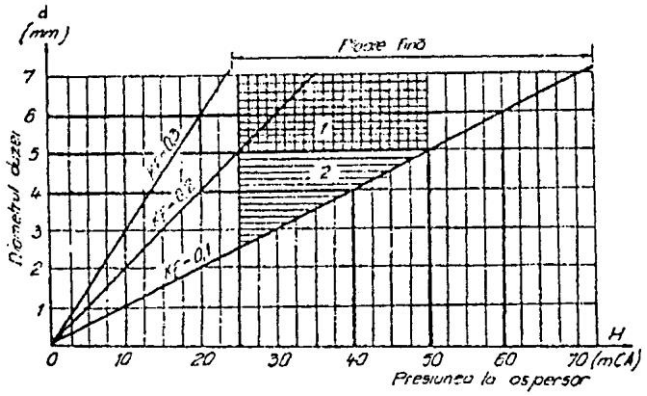



**Fig. 29.7.** Variaţia coeficientului de fineţe al ploii în funcţie de *d* şi *H* ($K_f = d : H$).

Schema de lucru cu aspersoarele este în triunghi (fig. 29.8), obţinându-se astfel un coeficient de uniformitate a stropirii mai mare cu 7-20% faţă de cea în pătrat şi cu 7-34% faţă de cea în dreptunghi. Prezintă însă dezavantajul că nu se poate folosi cu bune rezultate decât în condiţiile în care vântul nu are viteze prea mari (sub 1 m/s).

În perioada când apar îngheţurile târzii de primăvară, direcţia vântului este la noi relativ constantă, N-S, îngheţurile cele mai multe fiind la noi de tip advectiv-radiativ.

În condiţiile de vânt cu $V > 2$ m/s se recomandă dispoziţia în dreptunghi a aspersoarelor, cu dimensiunea cea mai mare a laturilor orientată paralel cu direcţia vântului.

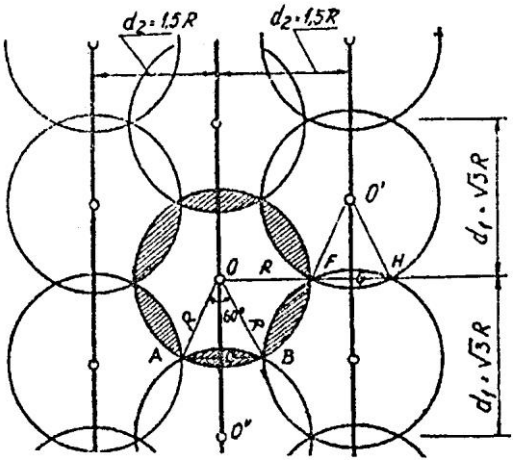



**Fig. 29.8.** Schema amplasării în triunghi a aspersoarelor antigel.

Tipul de aspersor şi uniformitatea stropirii se pot realiza cu aspersorul ASJ-1M ale căror performanţe sunt date în tabelul 29.3. În tabelul 29.4 sunt expuse (comparativ) caracteristicile aspersorului LKA 30/1 al firmei Perrot, realizat în scop antigel.

În aspersiunea antigel trebuie să se realizeze un coeficient cât mai mare de uniformitate a stropirii,

**Tabelul 29.3.** Caracteristicile aspersorului românesc ASJ-1 adaptabil pentru irigaţia antigel

| Diametrul duzei $d$ (mm) | Presiunea de lucru (atm) | Debit ($m^3$/h) | Raza de acţiune (m) | Timp de rotaţie (s) | Pluviometria orară $i_h$ (mm/h) în schemele | | | Indicii de fineţe a ploii $K_f = \frac{d}{H}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | 12-18 | 18-18 | 18-24 | |
| 5 | 2,5 | 1,45 | 15,1 | 66 | 6,7 | 4,5 | 3,4 | 0,2 |
| | 3 | 1,54 | 15,5 | 68 | 7,4 | 4,9 | 3,7 | 0,16 |
| | 3,5 | 1,72 | 15,8 | 70 | 8,0 | 5,3 | 4,0 | 0,14 |
| | 4 | 1,84 | 16,2 | 75 | 8,5 | 5,7 | 4,3 | 0,12 |
| | 4,5 | 1,95 | 16,5 | 80 | 9,0 | 6,0 | 4,5 | 0,11 |
| 6 | 2,5 | 2,02 | 15,4 | 68 | 9,4 | 6,2 | 4,7 | 0,24 |
| | 3 | 2,21 | 15,8 | 72 | 10,2 | 6,8 | 5,1 | 0,20 |
| | 3,5 | 2,39 | 16,1 | 75 | 11,1 | 7,4 | 5,5 | 0,17 |
| | 4 | 2,56 | 16,4 | 80 | 11,8 | 7,9 | 5,9 | 0,15 |
| | 4,5 | 2,71 | 16,7 | 85 | 12,5 | 8,4 | 6,3 | 0,13 |

pentru ca să nu se formeze în unele zone grosimi prea mari ale gheţii iar în altele prea mici. Realizarea uniformităţii stropirii trebuie privită la nivelul unui plan ce s-ar situa la înălţimea pomilor de protejat.

Distanţele dintre două aspersoare consecutive pe aripă şi două aripi consecutive pe antenă sunt:

$$d_1 = OO'' = 2OC = 2R\cos 30 = \sqrt{3R}$$

$$d_2 = OG = OF + FG = R + R\sin 30 = 1,5R$$ (fig. 29.8).

**Tabelul 29.4.** Caracteristicile aspersorului Perrot LKA 30/1 special pentru irigaţia antigel

| Diametrul duzei (mm) | Presiunea de lucru $H$ (atm) | Debit $Q$ ($m^3$/h) | Raza de acţiune (m) | Pluviometria orară $i_h$ (mm/h) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | schemă în triunghi | schemă în pătrat |
| 4 | 3 | 1,02 | 15,3 | 3,15 | 1,77 |
| | 4 | 1,19 | 16,5 | 2,07 | 1,66 |
| | 5 | 1,32 | 17,1 | 2,29 | 1,83 |
| 4,2 | 3 | 1,19 | 15,6 | 3,52 | 1,98 |
| | 4 | 1,32 | 16,7 | 2,30 | 1,84 |
| | 5 | 1,47 | 17,3 | 2,55 | 2,04 |
| 4,5 | 3 | 1,32 | 15,7 | 4,08 | 2,29 |
| | 4 | 1,52 | 16,9 | 2,64 | 2,11 |
| | 5 | 1,96 | 17,5 | 2,94 | 2,35 |
| 5 | 4 | 1,83 | 17,3 | 3,26 | 2,61 |
| | 5 | 2,10 | 17,9 | 3,65 | 2,92 |

Capitolul 30

# CARACTERISTICI ALE TEHNICILOR DE IRIGARE PE TERENURILE ÎN PANTĂ, AMENAJATE ÎN DIVERSE SOLUŢII

Irigarea terenurilor în pantă înseamnă trecerea de la lunci, câmpii, terase şi unele platouri joase la coline şi dealuri, cu versanţi în pantă, cu reliefuri accidentate, cu terenuri afectate de eroziuni şi alunecări, precum şi cu dificultăţi de transferuri interbazinale de apă.

În marea unitate geomorfologică „Podişul Moldovei", în zona centrală „Iaşi – Vaslui – Botoşani", au fost iniţiate (Fac. Hidrotehnică Iaşi) mari acţiuni de studii, cercetări şi analize la „tehnicile de irigare pe terenurile în pantă".

## 30.1. TEHNICA IRIGAŢIEI PRIN SCURGERE LA SUPRAFAŢĂ ÎN CONDIŢIILE DIFERITELOR GRUPE DE PANTE

Panta terenului reprezentând element limitativ în alegerea tehnicilor de udare, analiza ce urmează va diferenţia grupele de pantă de 0-5%; 5-10%; peste 10%. Terenurile aflate pe pante de 0-5% nu necesită măsuri speciale de combatere a eroziunii solului, în schimb reclamă măsuri de drenaje, chiar preventiv.

Din punct de vedere al irigaţiei prin scurgere la suprafaţă trebuie evidenţiate câteva limite importante în ceea ce priveşte panta (terenului, brazdei, canalului provizoriu):

– panta de 0,07% reprezintă limita pentru teren plan, sub care curgerea apei în brazdă se datorează adâncimii diferite a stratului de apă, între extremităţile elementului de udare (brazdei);

– la pante de peste 0,7% se produc eroziuni în canalele provizorii de udare,

– la pante peste 1,5% se produc eroziuni în brazdele de udare,

– la pante peste 2% trebuie limitată lungimea conductei din cauciuc butyl, sau trebuie folosite conducte de distribuţie din aluminiu (presiunile limită admise de conductele flexibile sunt de ordinul 3-7 m, în funcţie de diametrul acestora),

– la pante peste 5%, diametrul conductei de udare din aluminiu trebuie redus sub 150, sau chiar sub 100 mm,

– la pante peste 10% trebuie dispozitive speciale de distribuţie şi/sau reglare a presiunii pe echipamentele de udare,

– la pante de peste 15% aspersiunea trebuie folosită cu intensităţi şi norme de udare reduse, astfel încât devine importantă posibilitatea modelării terenului şi irigării prin scurgere la suprafaţă.

### 30.1.1. AMENAJAREA PENTRU IRIGAŢII PRIN SCURGERE LA SUPRAFAŢĂ ÎN ZONELE CU PANTĂ SUB 5%

Limitările privind aplicarea udărilor prin brazde se pot datora numai solului (soluri cu: viteza de infiltraţie mai mică de 3-5 mm/oră argile contractile – şi peste 50-75 mm/oră – nisipuri lutoase; drenaj natural slab; salinizare sau pericol de salinizare) şi condiţiilor hidrologice (la niveluri ale apei freatice sub 3-4 m se vor aplica şi lucrări de drenaj).

1. *Modelarea terenului*

În cazul terenurilor cu panta sub 0,1% (chiar sub 0,15%) există probleme privind dirijarea apei în brazde sau fâşii. Se pot accepta două alternative:

– menţinerea terenului în această formă şi irigarea prin brazde înfundate;

– modelarea terenului în vederea realizării unei pante minime de scurgere.

În primul caz rezultă: debite necesare în brazdă mari, menţinerea unei orizontalităţi perfecte prin lucrări de întreţinere a nivelării frecvente (anuale), brazde relativ scurte (50-100 m, max. 150 m), deci cheltuieli importante de întreţinere a amenajării.

În cel de al doilea caz sunt necesare investiţii pentru modelarea terenului. Volumul de terasament necesar pentru realizarea unei pante minime necesare irigaţiei prin brazde (0,2 %), în funcţie de panta iniţială a terenului ($i_0$) şi lungimea brazdei ($L$), precum şi adâncimea maximă de săpătură şi distanţa medie de transport a volumului de săpătură se pot determina prin relaţiile:

$$V_{ss} = (i_f - i_0)\frac{L}{8 \cdot 10^{-4}} \cdot 1,2$$

şi

$$H_{\max} = (i_f - i_0)\frac{L}{2}$$

respectiv:

$$D_{med} = 0,66 \cdot L$$

în care:

$V_{ss}$ – volumul specific de săpătură ($m^3$/ha);

$i_f$ – panta finală ce se poate realiza (0,2%);

$i_0$ – panta iniţială a terenului (medie);

$L$ – lungimea brazdei (m);

$H_{\max}$ – adâncimea maximă de săpătură (m);

$D_{med}$ – distanţa medie ponderentă de transport a $V_{ss}$ (m).

Volumul de terasamente pentru modelare nu depăşeşte 700-800 $m^3$/ha (variind între 260 şi 960 $m^3$/ha) dacă lungimea brazdei este sub 300 m.

Conform relaţiilor arătate, volumul de terasamente variază linear cu lungimea brazdei, însă consumul de energie pentru modelarea terenului este proporţional cu pătratul lungimii brazdelor:

$$V_{ss} \cdot D_{med} = 100 \cdot (i_f - i_0) \cdot L^2$$

Modelarea terenului permite grăbirea scurgerii apelor de precipitaţii, ceea ce este deosebit de important, ţinând cont că terenul are permeabilitate redusă.

Lungimea optimă a zonei nivelate rezultă dintr-un calcul minim energetic, ţinând cont de cheltuielile pentru amenajarea şi exploatarea sectoarelor de udare.

Dacă panta terenului este 0,2-5%, în vederea aplicării irigaţiei prin brazde, este necesară nivelarea terenului în două pante şi cu o pantă, la udarea prin fâşii. Volumul de terasamente creşte cu lungimea brazdei şi scade cu panta terenului (în cazul unui teren uniform – care a mai avut o folosinţă de arabil) până la panta de 1,5-2%, când are loc o creştere bruscă a volumelor de terasamente (1.100-1.200 $m^3$/ha) la nivelare datorită schimbării orientării brazdelor faţă de curbele de nivel.

2. *Elementele şi echipamentele de udare*

Până la panta de 0,7% se pot realiza orice tip de amenajări cu canale provizorii (canal provizoriu de udare, rigolă de udare) din care apa se distribuie cu sifoane mobile sau tubuleţe.

Pentru pante cuprinse între 0,7% şi 1,5%, brazdele se vor amplasa pe linia de cea mai mare pantă. Pentru udarea pajiştilor se poate aplica udarea prin fâşii până la pante de 2,0-3,0% (chiar 4,0%) pe un teren bine nivelat şi înţelenit.

În cazul unor pante ce depăşesc limitele arătate este necesar ca distribuţia apei să se realizeze din conducte de udare.

Până la panta de 2% pe direcţia conductei de udare se poate folosi conducta din cauciuc butyl alimentată din canale sau conducte.

În cazul utilizării unei reţele de distribuţie din conducte închise, se pune problema uniformităţii distribuţiei apei la brazde, deoarece presiunea de funcţionare (la orificiile de udare) este redusă în comparaţie cu variaţiile de presiuni ce pot apărea.

Pentru ameliorarea acestei deficienţe se indică folosirea la hidrant a unor rezistenţe hidraulice, realizate sub forma unor diafragme.

## 30.1.2. AMENAJAREA TERENULUI CU PANTĂ PESTE 5%, ÎN VEDEREA APLICĂRII IRIGAŢIEI

1. *Sisteme de cultură ce împiedică dezvoltarea procesului de eroziune a solului*

Pentru pante inferioare valorii de 10%, metoda principală de combatere a eroziunii este lucrarea solului de-a lungul curbei de nivel. Cu cât panta terenului creşte, măsurile de C.E.S. devin mai importante: se execută benzi înierbate – provizoriu sau permanente, se execută terase-agroterase şi terase banchetă.

În tabelul 30.1 se prezintă domeniul de pantă în care se aplică fiecare tip de amenajare şi unele caracteristici ale amenajării.

Elementele de udare – brazdele sau fâşiile – trebuie să se încadreze în tipul de amenajare antierozională astfel:

– lucrarea solului pe curba de nivel – brazde de contur;

– benzi înierbate – brazde de contur;

– terase – irigaţii pe brazde (sau fâşii) în lungul terasei.

Elementele de distribuţie a apei la brazde (canale, conducte de udare) se execută pe tronsoane, în capătul amonte al brazdelor (fâşiilor).

Elementele de evacuare a apei, scurse din brazde, vor fi canalele de coastă şi canalele de nivel, proiectate din considerente de combatere a eroziunii solului.

2. *Posibilităţi de mecanizare a lucrărilor necesare aplicării irigaţiei pe terenuri în pantă*

Aplicarea irigaţiei pe terenuri în pantă necesită folosirea unor utilaje pentru modelarea suprafeţei terenului, precum şi pentru transportul echipamentelor de udare. Deplasarea utilajelor este necesar a se realiza pe toate direcţiile: pe curba de nivel la lucrările de modelare şi pregătire a terenului pentru irigaţii; pe curba de nivel şi pe alte direcţii, inclusiv pe linia de cea mai mare pantă la lucrările de transport.

Până la panta de 10% toate utilajele folosite pe terenuri relativ orizontale pot lucra în orice direcţie. Peste această pantă (10%), o serie de agregate nu mai pot lucra în condiţii corespunzătoare, mai ales la deplasarea de-a lungul curbelor de nivel. Peste panta de 10% se impune folosirea unor utilaje de construcţii, tractoare şi maşini agricole construite special pentru lucrările pe terenuri în pantă, sau adaptate la aceste condiţii.

**Tabelul 30.1.** Sisteme de cultură care împiedică dezvoltarea procesului de eroziune a solului

| Pantă teren | Sistemul de cultură | | Condiţii de realizare | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 10% | Arătură de-a lungul curbei de nivel | | | | | | | | |
| 8-20% | Cultura în fâşii | | Pantă în teren % | | | 10 | 15 | 20 | |
| | | | Lăţimea fâşiei (m) | | | 150 | 120 | 50 | |
| 4-20% | Benzi înierbate ce îşi schimbă poziţia de la an la an | | Zona – treimea din versant | | | Lăţimea benzii înierbate (m) | | | |
| | | | Superioară<br>Mijlocie<br>De la bază | | | 4-6<br>6-8<br>8-10 | | | |
| 20-25% | Benzi înierbate permanente | | Pantă teren % | | | 4-10 | 10-15 | 15-25 | |
| | | | Lăţimea platformei | (m) | | 150-60 | 60-30 | 30-20 | |
| | | | | % | | 96-91 | 91-83 | 83-77 | |
| 15-20% (max. 30%) | Agroterasare | | Pantă teren % | | | 12 | 15 | 18 | 20 | 22 |
| | | | Lăţimea (m) platformei ±10 m | | | 50 | 40 | 35 | 30 | 25 |
| | | | * Suprafaţa arabilă % | | | 91 | 89 | 87 | 86 | 83 |
| 20-25% | Terase pe teren arabil | Terase cu pantă transversală 6-12% cu banchetă | Pantă teren % | | | 12 | 15 | 20 | 25 | |
| | | | * Lăţimea platformei | (m) | | 100+10 | 80+10 | 50+5 | 30+5 | |
| | | | | % | | 88 | 86 | 83 | 80 | |
| | | Terase banchete Panta transversală 0-3%<br>$m_1 = \begin{cases} 4-6 \\ i \end{cases}$<br>$m_2$ = 1-1,5 | Lăţimea platformei 3-4 m<br>Taluz amonte înclinat cu $m$ = 4-6 cultivat<br>Taluz aval cu $m$ = 1,5-2 înierbat | | | | | | | |
| | | | pentru $i$ < 15%<br>pentru $i$ > 15% | Pantă teren | | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 |
| | | | | Suprafaţă cultivată % | Banchetă orizontală $m$ | 90* | 90* | 88* | 87* | 78* |
| | | | | (Banchetă şi taluz amonte) | Banchetă înclinată 3% | 95* | 91* | 90* | 89* | 81* |

* Suprafaţa avută în vedere la irigaţii şi pentru care se calculează consumul de apă.

3. *Udarea prin scurgere la suprafaţă pe terenuri cu pante peste 5%*

În tabelul 30.2 se prezintă o sinteză a metodelor de udare prin scurgere la suprafaţă pentru diverse moduri de amenajare antierozională şi diverse folosinţe ale terenului.

Din această sinteză se deduc următoarele aspecte mai importante:

– Pe terenul arabil depăşirea pantei de 6-8% pentru aplicarea irigaţiei prin scurgere la suprafaţă se poate realiza prin terasare.

– Pe terenurile ocupate cu plantaţii, aflate pe terenuri în pantă, limita de pante a terenului pe care se poate aplica irigaţia prin scurgere la suprafaţă este mai coborâtă; denivelarea, tasarea, deformarea traseelor nu mai poate fi refăcută după dezvoltarea plantaţiei.

Pe terenurile ocupate de păşuni se poate aplica irigaţia prin scurgere la suprafaţă şi pe pante de 30% cu o amenajare antierozională adecvată.

Deoarece problema principală este irigaţia terenurilor arabile, iar acestea se irigă pe pante 8% prin terasare, se vor da unele indicaţii asupra terasării terenurilor agricole.

Aşa cum se arată în tabelul 1, terasele pot fi realizate cu diverse grade de intervenţie asupra terenului (mai mult sau mai puţin accentuate).

Suprafaţa utilă este evident mai mare la terasele realizate printr-o intervenţie mai brutală asupra terenului, chiar în cazul când taluzurile nu au o consolidare specială şi cu atât mai mult când taluzele sunt sprijinite.

Volumele de terasamente se pot calcula cu graficul din fig. 30.1, care prezintă variaţia volumelor de terasament pentru realizarea teraselor de diferite lăţimi pe teren uniform.

În grafic s-a considerat înclinarea taluzelor $m$ = = 1,25; nu se evidenţiază volumele de terasament necesare pentru realizarea unor diguri (pentru evitarea scurgerii apei pe taluze) şi pentru elementele de evacuare.

**Tabelul 30.2.** Metode de udare prin scurgere la suprafaţă în funcţie de condiţiile de relief – pentru terenuri cu pante mari (> 5%)

| Metoda de udare | Relief | Sol | Cultura | Caracteristicile elementelor de udare | Observaţii |
|---|---|---|---|---|---|
| Rigole orizontale (de conturi) | Suprafaţă neregulată cu pante până la 20% | Sol cu textură medie spre fină, cu agregate, stabile care nu crapă | Păşuni, cereale | Lungimea rigolelor 50-100 m. Distanţa dintre rigole 25-100 m. Debite de revărsare 0,5-0,8 l/s/m. | Nivelarea redusă. Se adoptă la soluri cu profile subţiri. – Se poate recircula apa scursă. |
| Udarea cu rigole înclinate | 2-6% | – | Păşuni, fâneţe, cereale la pante mici | Lungime rigolă 50-100 m. Distanţe dintre rigole 20-80 m Debite de revărsare 0,2-1,2 l/s/m | Volum redus de modelare. Număr ridicat de muncitori. |
| Udarea pe planuri înclinate | 4-6% | – | Păşuni | Lungime rigole 7-15 m. Distanţa dintre rigole 6-10 m. | Număr ridicat de muncitori. |
| Brazde de contur | Terenuri cu panta < 8% şi max. 15% dacă se acoperă bine solul | şi care sunt rezistente la eroziune | Legume, culturi prăşitoare, vii, livezi | Lung. max. 150-200 m. Secţ. adâncă funcţ. precip. Debite reduse < 1 l/s. Dist. dintre brazde mare 1,2-1,5 m. | Nr. ridicat de muncitori udători. La pante mari înierbarea brazdelor. Reţea de evacuare a scurgerilor din irigaţii şi precipit. Realiz. corectă a brazd. Controlul debitelor. |
| Corugaţii | Pante uniforme până la 10% | Textură medie şi grea | Culturi ce acoperă bine solul: – cereale păioase – păşune – lucerna | Lungime 50-200 m. Secţiune mică 1-1,5 $dm^2$. Debite < 1 l/s. | Necesită trasare foarte corectă. Limitarea debitelor pentru neeroziune. Colectarea apei scurse. |
| Brazde orizontale | Relief plan sau terase orizontale | Sol cu textură medie şi fină | Culturi prăşitoare | Lungime 100-400 m. Secţiune mare 6-9 $dm^2$ acumulează 50% din norma de udare. Debite mari 3-3,5 l/s. | Volum mare pentru nivelare. Reţea adecvată pentru evacuare. |

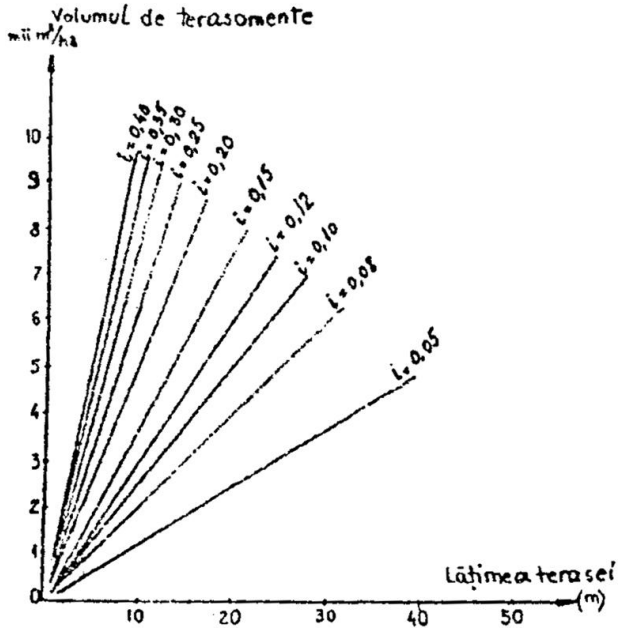



**Fig. 30.1.** Volume de terasamente pentru realizarea teraselor orizontale pe teren uniform cu panta *i*

Dacă înclinarea terasei este sub 1% (aşa cum este necesar în vederea irigaţiei) volumul de terasamente nu poate fi redus sub valorile din fig. 30.1.

## 30.2. TEHNICA IRIGAŢIEI PRIN ASPERSIUNE PE TERENURILE ÎN PANTĂ

### 30.2.1. PROBLEME COMUNE PLOTURILOR

Găsirea condiţiilor optime de aplicare a tehnicii de irigare prin aspersiune pe terenurile în pantă necesită o analiză comparativă asupra consumurilor specifice (energie, materiale) şi randamentelor, în funcţie de pantele diferite ale terenului de irigat.

Analizele comparative întreprinse în acest scop, cum s-a văzut în prezentarea generală, au vizat 4 grupe de pante, pentru a fi mai concludente rezultatele:

– panta de 0,5% pentru plotul 1 ($S$ = 696 ha),
– panta de 5-10% pentru plotul 2 ($S$ = 740 ha),
– panta de 10-20% pentru plotul 3 ($S$ = 896 ha),
– panta peste 20% pentru plotul 4 ($S$ = 941 ha),

În prealabil au fost definite metodele de dimensionare (debite, diametre, pierderi de sarcină pe aripa de aspersiune şi debitul aripii), metode comune celor 4 ploturi reprezentative.

## 30.2.2. ECHIPAMENTUL MOBIL DE ASPERSIUNE ŞI ELEMENTELE REŢELEI

Se folosesc în general aripi de udare de tipul IATL şi IAM, cu următoarele caracteristici (pentru ploturile 1 şi 2 cu: $i_t$ = 0-5%, respectiv $i_t$ = 5-10%):

– scheme de udare 18 x 24,

– aspersoare folosite ASJ 1-M,

– presiunea de regim $H_s$ = 35 mCA,

– diametrul duzei: pentru ploturile 1 şi 2 – 0,7 mm, pentru plotul 3,0 – 6 mm, pentru plotul 4 – 05 mm,

– debitul aspersorului $q_{asp}$ = 3,08 m/h = 0,875 l/s,

– lungimea constructivă a aripii $l_c$ = 297 m,

– lungimea de udare a aripii $l_u$ = 306 m,

– numărul de aspersoare pe aripă $n_{aS}$ = 17 aspersoare,

– debitul aripii $Q_a$ = 14,54 l/s = 52,344 m$^3$/h,

– suprafaţa deservită de o aripă într-o poziţie $S_{ar}$ = 0,734 ha,

– timpul de staţionare a aripii într-o poziţie $t_u$ = 8 h 17 min,

– timpul de mutare $t_m$ = 2 h,

– numărul de cicluri pe zi $n_c$ = 2

– suprafaţa deservită de o aripă/zi $S_{ar}^{zi}$ = 1,468 ha

– suprafaţa deservită de o aripă de aspersiune pe sezon de irigaţie $S_{ar}^{S}$ = 20,6 ha, pentru un timp de revenire mediu $t_r$ = 14 zile.

La alegerea echipamentului mobil de aspersiune s-a avut în vedere şi necesitatea reducerii intensităţii ploii realizate odată cu creşterea pantei terenului.

Intensitatea ploii de aspersiune admisă a fost stabilită ţinând seamă de tipul de sol şi de gradul de acoperire.

Datorită influenţei pantei terenului asupra intensităţii ploii de aspersiune s-au considerat următoarele modificări faţă de ploturile 1 şi 2, în ceea ce priveşte elementele de bază:

– *Pentru plotul 3*

– diametrul duzei Ø = 6 mm,

– debitul aspersorului $q_{asp}$ = 2,39 m$^3$/h = 0,6664 l/s,

– debitul aripii $Q_a$ = 11,3 l/s,

– timpul de staţionare a aripii într-o poziţie $t_u$ = 8 h 54 min.

– *Pentru plotul 4*

– diametrul duzei Ø = 3 mm,

– debitul aspersorului $q_{asp}$ = 1,72 m$^3$/h = 0,477 l/s,

– debitul aripii $Q_a$ = 8,12 l/s,

– timpul de staţionare într-o poziţie $t_u$ = 9 h 37 min.

Având în vedere caracteristicile echipamentului mobil de aspersiune s-au calculat elementele necesare dimensionării reţelei de conducte sub presiune:

– distanţa dintre antene $D$ = 612 m,

– debitul unui hidrant $Q_h$ = 29,08 l/s,

– presiunea necesară la hidrant $P_h$ = 49 mCA.

Debitul de dimensionare s-a stabilit prin metoda „rotaţiei”, ţinând seamă şi de influenţa exploatării echipamentului de udare asupra acestui element. S-a considerat că se folosesc două aripi de aspersiune legate la un hidrant (fig. 30.2).

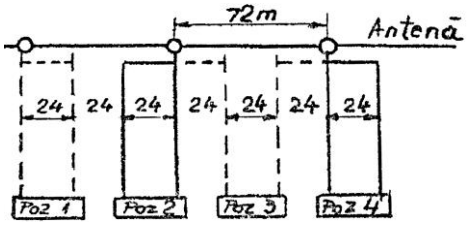



**Fig. 30.2.** Schema de alimentare a aripilor de aspersiune.

Problemele de ordin teoretic şi tehnico-economic care apar la amenajarea unui plot de irigaţie cu conducte sub presiune se pot grupa în următoarele categorii:

– determinarea traseelor şi tronsonarea reţelei;

– determinarea debitelor pe diferite tronsoane;

– calculul diametrelor şi presiunilor disponibile;

– stabilirea înălţimii manometrice a staţiei de pompare.

În fig. 30.3 se prezintă sintetic caracteristicile reţelei centru unul din cele 4 ploturi analizate (plotul 2).

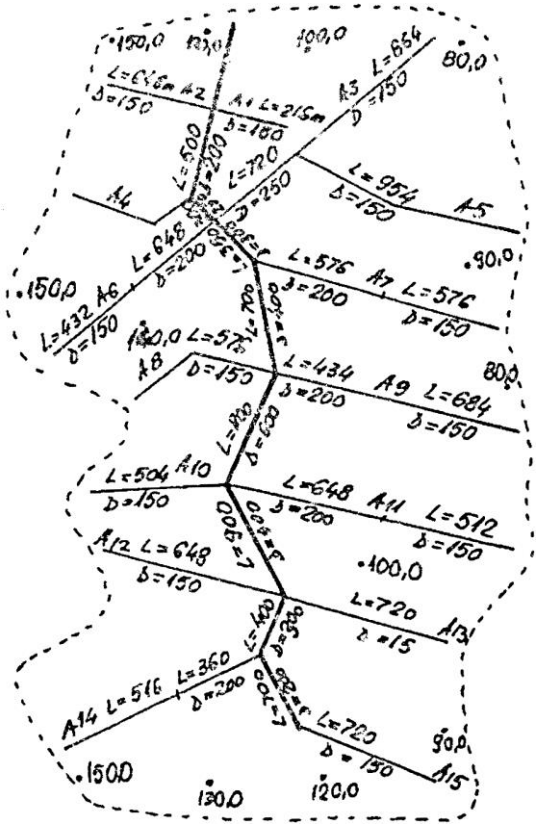



**Fig. 30.3.** Schema plotului de irigaţie prin aspersiune pe teren cu panta $i_z$ = 5-10%.

### 30.2.3. CONCLUZII CU ANALIZE COMPARATIVE ALE VARIANTELOR ANALIZATE ŞI POSIBILITĂŢI DE GENERALIZARE

La dimensionarea reţelelor de conducte sub presiune pentru cele patru ploturi s-a urmărit păstrarea unei uniformităţi în alegerea elementelor de bază şi în rezolvarea problematicii, astfel încât rezultatele obţinute să fie comparabile între ele.

În principal s-a urmărit compararea celor patru ploturi de irigaţie din punct de vedere:

1) al consumului de conducte pentru realizarea reţelei de irigaţie (tabel 30.3.a).

Se poate observa din tab. 30.3.a o scădere a consumului de conducte odată cu creşterea pantei terenului. Acesta se explică prin folosirea energiei de relief, care conduce la necesitatea unor diametre mai mici în realizarea reţelei de conducte.

De asemenea, pe măsură ce creşte panta terenului scade intensitatea admisibilă a ploii de aspersiune; deci debitele de dimensionare a reţelei de conducte sub presiune scad ca valoare, pe măsură ce creşte panta terenului amenajat. Aceasta conduce în final la un necesar de conductă cu diametru mai mic.

Din analiza fişelor sintetice se poate observa reducerea lungimii medii a antenelor odată cu creşterea pantei terenului. Aceasta se explică şi prin creşterea neuniformităţii microreliefului pe măsură ce creşte panta terenului, versanţii prezentând lungimi tot mai mici.

**Tabelul 3.30.a.** Analiză comparativă privind consumul de conducte

| Plotul | Grupa de pantă | Consum conductă | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | Azbociment | | Premo | |
| | | total km | specif. (m/ha) | total km | specif. (m/ha) |
| Plot 1 | 0-5 | 16,47 | 23,66 | 2,58 | 3,71 |
| Plot 2 | 5-10 | 15,84 | 21,41 | 1,5 | 2,02 |
| Plot 3 | 10-20 | 18,73 | 20,9 | 1,6 | 1,79 |
| Plot 4 | >20 | 20,04 | 21,3 | 1,72 | 1,83 |

2) al consumului de energie şi de exploatare (tabel 30.3.b).

Pentru cele 4 ploturi analizate, consumul de energie înglobată este cel care rezultă din energia înglobată în principalele materiale şi în operaţiunile tehnologice de realizare a reţelei de conducte.

Analizând rezultatele prezentate în tabelul 30.3.b se poate observa o reducere a energiei specifice înglobate în reţeaua de conducte pe măsură ce creşte panta terenului.

Acest fapt este normal dacă se au în vedere rezultatele din tabelul (30.3.a).

**Tabelul 30.3.b.** Analiză comparativă a consumului de energie

| Plotul | Categ. pante | Consum energie (MWh) | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | înglobată | | de exploatare | |
| | | totală | specif. | totală | specif. |
| Plot 1 | 0-5 | 2170 | 3,12 | 493 | 0,708 |
| Plot 2 | 5-10 | 1525 | 2,06 | 502 | 0,679 |
| Plot 3 | 10-20 | 1704 | 1,90 | 539 | 0,602 |
| Plot 4 | >20 | 1830 | 1,94 | 529 | 0,562 |

Consumul de energie în exploatare are loc pentru compensarea pierderilor de sarcină şi asigurarea presiunii necesare la hidrant.

Scăderea consumului de energie pentru exploatare de la 0,708 MWh/ha pentru plotul 1, la 0,562 MWh/ha pentru plotul 4 se datoreşte folosirii energiei de relief prin alegerea judicioasă a traseelor de transport şi distribuţie a apei.

3) al necesarului de instalaţii de udare.

Din punct de vedere al necesarului de instalaţii de udare s-au obţinut valori care nu pun în evidenţă diferenţierile dintre cele 4 ploturi analizate. Se observă o variaţie a timpului de funcţionare pe o poziţie a aripii de aspersiune, în corelaţie cu panta terenului, caracteristicile solului şi caracteristicile hidraulico-funcţionale ale aparatului.

## 30.3. TEHNICA IRIGAŢIEI BIVALENTE PE TERENURILE ÎN PANTĂ

### 30.3.1. PREMISELE IRIGAŢIEI BIVALENTE PE TERENURI ÎN PANTĂ

În principiu, pentru amenajările de irigare bivalentă pe terenurile în pantă trebuie respectate condiţiile de la terenurile orizontale. Până la panta $I \leq 10\%$ planul de cultură permite realizarea bivalenţei cu grad optim în ipoteza unei funcţionări cu decalarea diurnă a udărilor pe metode de udare, care asigură obţinerea unor avantaje tehnico-economice. La pante mai mari, planul de cultură este subordonat măsurilor agrotehnice antierozionale; conţine plante perene (lucerna) şi grâu de toamnă semănat în rânduri dese (circa 90%); acestea protejează solul contra eroziunii încă de la topirea zăpezilor şi ploilor torenţiale de primăvară şi început de vară. Porumbul siloz asigură cultura a doua, iar cel de boabe (în procent de 10%), rotirea asolamentului. În acest caz irigaţia bivalentă trebuie să fie subordonată scopului urmărit, iar economicitatea amenajării nu se poate asigura decât prin acceptarea unei organizări judicioase a udărilor şi de exploatare a re-

ţelei, care constă tot în decalarea diurnă a udărilor pe metode de udare, dar numai pe anumite perioade, prin care să se asigure cvasiegalitatea debitelor pe elementele plotului, respectiv randament maxim de utilizare în timp a reţelei.

## 30.3.2. TEHNICI SPECIFICE AMENAJĂRII BIVALENTE PE TERENURI ÎN PANTĂ

Elementele amenajării trebuie să urmărească formele de relief, antenele trebuie să fie poziţionate pe linia de cea mai mare pantă, asigurând aripilor de aspersiune şi brazdelor amplasamente favorabile, apropiate de curbele de nivel (fig. 30.4). Pentru amenajarea interioară a sectoarelor de udare prin scurgere la suprafaţă se foloseşte în exclusivitate schema longitudinală, hidrantul bivalent fiind obligatoriu cel cu cota geodezică maximă de pe sectorul de de udare. În procesul de aplicare a udărilor, cel puţin la hidranţii bivalenţi trebuie asigurată reglarea presiunilor.

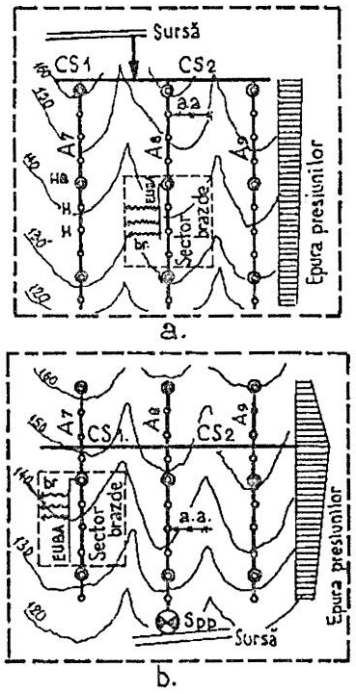



**Fig. 30.4.** Schema amenajării bivalente a plotului pe teren în pantă: a) când sursa de apă se află la cotă dominantă; b) când sursa de apă se află la cotă inferioară.

În funcţie de poziţia sursei de apă faţă de plotul bivalent (a – în partea superioară sau b – inferioară a acestuia) – elementele reţelei se trasează după cum urmează:

1. Când sursa de apă se află la cote dominante, faţă de suprafaţa plotului, alimentarea reţelei se realizează gravitaţional sau mixt, pentru cele două trepte de presiune ale irigaţiei bivalente. Antenele (A) se duc pe linia de cea mai mare pantă, ocupând cotele cele mai înalte (cumpăna apelor dintre văi) dacă teritoriul este brăzdat de văi, sau cu respectarea echidistanţei (dintre antene), când terenul în pantă are înclinare uniformă. Conductele secundare (CS) se trasează la partea superioară (dominantă) a amenajării şi pe cât posibil alimentarea lor să se facă la mijloc (fig. 30.4.a).

2. Când sursa de apă se află la baza suprafeţei plotului, alimentarea reţelei se realizează prin ridicarea mecanică în două trepte de presiune, specifice udărilor prin aspersiune şi brazde. Antenele (A) se amplasează pe linia de cea mai mare pantă însă în văi, iar conductele secundare (CS) ocupă o poziţie intermediară pe versanţi, poziţie ce se determină din condiţii economice. Conducta principală (CP) alimentează de pe cote joase conductele secundare (fig. 30.4.b).

Studiile întreprinse pentru mai multe pante reliefează următoarele:

1. Pentru pante de până la 10% se poate adapta gradul optim de bivalenţă şi exploatarea amenajării după un program de decalare diurnă a udărilor prin aspersiune şi brazde.

2. La pante de peste 10% planul de cultură este subordonat măsurilor antierozionale şi gradul de bivalenţă este inferior valorii sale optime. Funcţionarea amenajării se face după un program de decalare diurnă a udărilor, dar pe anumite perioade ale campaniei de irigat, astfel încât să se asigure debite cvasiegale pentru cele două trepte de presiune.

Analiza unor ploturi pe 4 categorii de pantă evidenţiază indicatorii din tabelul 30.4.

**Tabelul 30.4.** Indicatori sintetici ai amenajărilor bivalente pe terenuri în pantă când sursa de apă are cotă dominantă (cu presiuni gravitaţionale)

| Indicatorul | Categoria de pantă | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 0-5% | 5-10% | 10-20% | 20-30% |
| Normă de irigare cu asigurarea de 50% ($m^3$/ha) | 2800 | 2800 | 3500 | 3500 |
| Grad de bivalenţă | 0,59 | 0,59 | 0,10 | 0,10 |
| Suprafaţa ce revine unei aripi de aspersiune (ha) | 19,4 | 19,4 | 11,5 | 11,5 |
| Suprafaţa ce revine unui echipament EUBA (ha) | 35 | 35 | –200* | –200* |
| Lungime echivalentă specifică de conducte azbo (m/ha) | 28,3 | 29,6 | 22,3 | 14,9 |
| Lungime echivalentă specifică de conducte PREMO (m/ha) | 3,12 | 3,43 | 4,87 | 14,76 |
| Energia specifică încorporată în tubulatura reţelei MWh/ha | 5,1 | 5,7 | 7,5 | 21,6 |
| Energie specifică la irigare cu asigurare 50% (kWh/ha an) | 459 | 412 | 555 | 456 |

* Gradul de bivalenţă fiind redus (0,1) la pante mari, unui echipament (EUBA) îi revine o suprafaţă mult sporită.

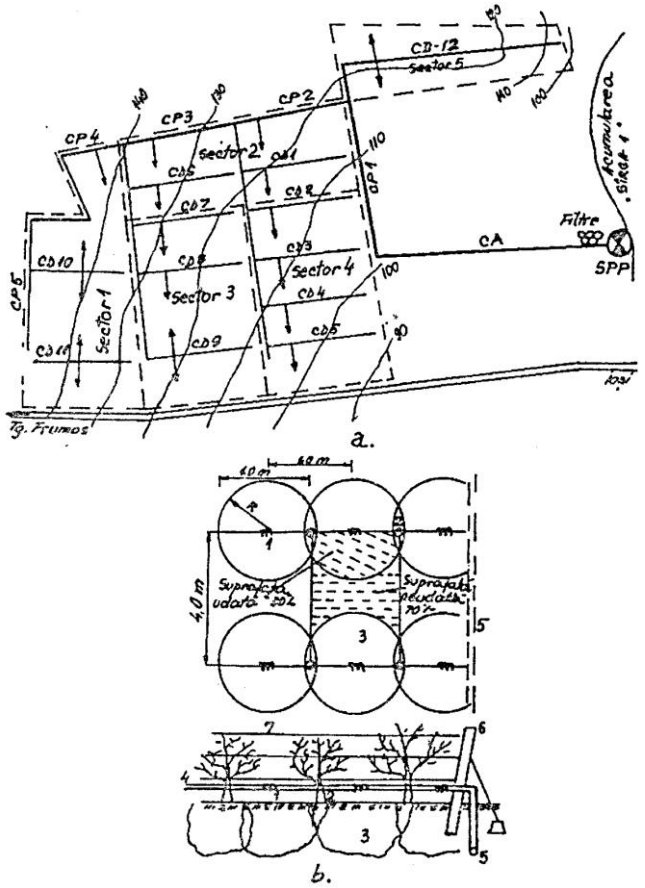



**Fig. 30.5.** Irigaţii prin picurare pe terenuri în pantă:
a) Schema de amenajare a sistemului de irigare prin picurare Ferma Sârca jud. Iaşi; b) Schema de amenajare interioară: 1 – picurător; 2 – pom; 3 – bulb de umectare; 4 – rampa de udare; 5 – portrampă; 6 – stâlp spalier de capăt; 7 – sârmă spalier.

## 30.4. TEHNICA IRIGAŢIEI LOCALIZATE PE TERENURILE ÎN PANTĂ

Irigaţia localizată se pretează culturilor intensive şi superintensive dispuse în rânduri dese şi care suportă o investiţie iniţială relativ ridicată. Printre aceste culturi se pot menţiona cele de pomi (1500-2500 pomi/ha), arbuşti fructiferi (3000-8000 plante/ha), viţă de vie (2500-4000 butuci/ha) legume etc. În cazul plantaţiilor intensive şi superintensive situate pe terenuri în pantă ($I$ = 2-25%), în zone lipsite de surse cu volum important de apă, irigaţia localizată rămâne ca cel mai eficient mijloc de completare a deficitului de umiditate, cu reale avantaje faţă de metodele clasice de udare.

Necesarul de apă la irigaţia localizată (normele de irigare şi udare, debitele specifice de dimensionare) sunt reduse în comparaţie cu metodele clasice cu circa 20-50% funcţie de caracteristicile de plantare a culturilor, texturii soiului şi caracteristicile echipamentului de udare folosit. Normele de udare cu valori reduse, 180-300 $m^3$/ha, la irigaţia prin picurare sau prin tuburi perforate, pot fi aplicate cu mai multe reprize şi interval de timp scurt, cu efecte favorabile asupra dimensiunilor geometrice ale reţelei de aducţiune şi distribuţie; de asemenea se măreşte eficienţa administrării apei, prin reducerea la minim a pierderilor.

Schema generală hidrotehnică a sistemului de irigaţie localizată pentru plantaţiile superintensive situate în pantă diferă după poziţia sursei de apă şi totodată trebuie corelată cu modul de organizare a teritoriului (fig. 30.5). Pentru a păstra calitatea apei (filtrată la irigaţie prin picurare) reţeaua este construită din tuburi de material plastic, sau alte materiale care nu se corodează. Valorificarea presiunilor disponibile datorită cotei geodezice conduce la amplasarea conductelor de distribuţie şi secundare pe linia de cea mai mare pantă, în poziţia aleilor şi drumurilor de exploatare. La nivel de amenajare interioară (parcele şi sector de udare), consumul de materiale, în special tubulatură, este ridicat la schema de udare fixă, datorită prezenţei conductei de udare la fiecare rând de plante. Acest consum se ridică la circa 25-30% din totalul greutăţii tubulaturii şi circa 30-35% din costul materialului (tabelul 30.5). Corelat însă cu presiunile necesare în sistem $H$ = 1,5-3 bari (la aspersiune, 4-6 bari) şi debite specifice vehiculate $q_s$ = 0,2-0,4 l/s·ha (la aspersiune 0,6-0,7 l/s·ha), se constată o scădere substanţială a diametrelor şi greutăţii tubulaturii la nivel de conducte de distribuţie, secundare, principale etc., cu circa 30-50% în comparaţie cu o reţea de aspersiune.

**Tabelul 30.5.** Consumuri specifice de tubulatură la irigaţia localizată pentru amenajarea interioară (parcelă + sector)

| Panta | Conducta | Caracteristici | Irigaţia prin picurare | | Irigaţia prin tuburi perforate | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | pomi | viţă de vie | viţă de vie | arbuşti fructiferi |
| | | | m/ha | m/ha | m/ha | m/ha |
| 0-10% | Cu | PEjd Dn 18-25mm | 1500-2500 | 2200-4000 | 2200-4000 | 2500-4000 |
| | CD | PVC-MDn 40-75 mm | 50-60 | 50-70 | 50-70 | 60-80 |
| | Cs | PVC-MDn 63-90 mm | 30-40 | 40-50 | 40-50 | 40-50 |
| 10-20% | Cu | PEjd Dn 18-25 mm | 1500-2500 | 2200-4000 | –* | –* |
| | CD | PVC-MDn 40-50 mm | 40-60 | 50-60 | – | – |
| | Cs | PVC-MDn 50-63 mm | 40-50 | 40-50 | – | – |

* La pante mai mari de 20% versantul se terasează.

Capitolul 31

# REŢELELE DE CANALE ALE SISTEMELOR DE IRIGAŢII, ÎN REGIM NEAUTOMATIZAT DE FUNCŢIONARE

Aducţiunea, derivaţiile, distribuţiile, care transportă debite mari sau care din considerente tehnice şi economice se impun a fi construite sub formă de canale deschise, prezintă numeroase aspecte comune, diferenţierile fiind legate de mărime, precizie de funcţionare şi siguranţă.

Fără a repeta toate indicaţiile de proiectare, în paragrafele ce urmează vor fi subliniate unele aspecte comune întregii reţele de canale – traseu, profile în lung şi transversale, formule şi grafice dimensionale, măsuri de impermeabilizare – pentru cazul general: regimul permanent uniform.

## 31.1. TRASEUL CANALELOR

Traseul trebuie să corespundă condiţiilor de optimizare, concretizate prin: tehnicitate, economicitate, siguranţă şi randament.

Alegerea traseului optim reprezintă o lucrare laborioasă, care necesită trasarea a numeroase profile. În soluţia clasică, aceasta se rezolvă pe cale grafică, făcându-se apel în mare măsură la experienţa şi intuiţia proiectantului. În ultima perioadă, trasarea variantelor posibile pentru axul longitudinal (al profilului longitudinal) se face cu ajutorul calculatorului.

Parametrii de program (condiţii impuse) pentru profilul longitudinal optim sunt: cotele de dominaţie, reducerea pierderilor de apă, calitatea apei, alte cerinţe de apă; iar controlul: suma cheltuielilor anuale.

Materializarea traseului părţii inactive a aducţiunii întâmpină adesea greutăţi, din cauza condiţiilor naturale (orografice, în special) dificile.

Pentru uşurinţa adaptării unor soluţii, se indică:

– evitarea terenurilor cu relief accidentat, alunecătoare, cu tasări, surpări, cu compoziţii chimice ce pot altera îmbrăcăminţile de beton etc.;

– în traversarea albiei majore să se urmărească lungimea minimă a părţii inactive, din cauza dificultăţilor constructive şi de exploatare impuse de condiţiile hidrogeologice;

– prin zonele în care execuţia canalelor deschise devine complicată, iar exploatarea incertă se analizează soluţia înlocuirii secţiunilor deschise pe trasee lungi – ocolite, prin: conducte sub presiune, sifoane, apeducte, galerii-tuneluri etc.;

– adoptarea soluţiei de traseu, care să conducă la compensarea terasamentelor din ramblee cu cele din deblee;

– curbele trebuie să fie trasate cu raze mai mari de 80 m la canalele mari, pentru evitarea eroziunilor, în cazul folosirii mixte (şi pentru navigaţie), razele de curbură vor fi condiţionate şi de gabaritul navelor.

## 31.2. PROFILE LONGITUDINALE ŞI TRANSVERSALE

Scurgerea cu suprafaţă liberă în regim permanent este uniformă când panta longitudinală (în sensul scurgerii) şi secţiunea transversală sunt constante, în tot lungul masei lichidului. Panta canalului şi secţiunea comandă viteza apei în canal şi debitul.

### 31.2.1. PROFILUL LONGITUDINAL AL CANALELOR DE ADUCŢIUNE ŞI SECTOARELE DE CALCUL, ÎN REGIM PERMANENT

Panta canalelor nu se studiază ca o problemă independentă, aceasta rezultând din proiectarea cotei de comandă (dominaţie) şi este în funcţie de vitezele de neerodare şi neînnămolire, precum şi de condiţia ca terasamentele de executat să fie minime ($I_{max}$ = 0,002-0,006; $I_{min}$ = 0,002-0,001).

*Cota de dominaţie şi panta luciului apei.* Cota apei din canalul de aducţiune (magistral), partea activă, trebuie să fie cu circa 0,10 m mai înaltă decât aceea din canalele de distribuţie în secţiunile de derivaţie, pentru a compensa pierderile de sarcină din aceste secţiuni. Debitul normal al canalului magistral se calculează astfel ca el să poată face faţă eventual unui caz când debitele canalelor de distribuţie trebuie să le întreacă pe cele normale. Pentru aceasta, nivelul apei din canalul magistral, în caz de $Q_{normal}$, trebuie să asigure cota apei din canalele de distribuţie la un $Q_{maxim}$ al acestora. Aceasta nu înseamnă, însă, că nivelul normal al canalului magistral activ trebuie să fie mai mare decât nivelul maxim al canalului de distribuţie, deoarece aceasta ar duce la supraînălţări inutile la diguri.

Satisfacerea debitului maxim al canalelor de distribuţie prin debitul normal al canalului magistral activ poate fi asigurată şi prin bararea acestuia. Dacă

bararea nu poate fi realizată, nivelul iniţial necesar al canalului magistral se va asigura prin proiectare.

După ce au fost stabilite cotele de dominaţie în secţiunile de distribuţie, se stabileşte luciul apei, care este dat de unirea cotelor de dominaţie, astfel ca să asigure irigarea suprafeţelor de înălţime medie, deservite de canalul de distribuţie (fig. 31.1).

După stabilirea pantei luciului apei pe această cale, se verifică viteza pentru neerodare, neînnămolire şi stabilitatea albiei. În caz de necorespundere, se căptuşeşte canalul sau se prevăd căderi de apă.

*Variante de calcul al sectoarelor părţii active a canalului magistral.* Capacitatea de trecere a părţii active a canalului magistral se schimbă, prin micşorarea debitului din amonte în aval. Proiectarea se face pe sectoare de canal (părţile din canal mărginite prin instalaţii), în limita cărora capacitatea de trecere poate fi constantă sau poate varia, aplicându-se două variante de dimensionare.

*Varianta I.* Canalul se dimensionează astfel ca să poată transporta până la capătul sectorului tot debitul iniţial, considerând că ar putea surveni cazuri când apa ar rămâne nedistribuită, din cauza unor deteriorări a canalelor de distribuţie sau dacă ar declara consumatorii că nu au nevoie de apă, pe toată lungimea sectorului. Aceasta ar provoca următoarele neajunsuri:

– având aceeaşi capacitate de trecere pe toată lungimea sa, sectorul canalului va pierde din cota sa de dominaţie, în caz de debit normal, la fiecare derivaţie; cota necesară o va avea numai primul canal de distribuţie alimentat;

– sporirea pierderilor de apă, dezvoltarea vegetaţiei din canal în cazul neimpermeabilizării;

– sporirea dimensiunilor construcţiilor hidrotehnice.

În consecinţă vor trebui făcute barări (stăvilare) transversale, în aval de derivaţiile canalelor de distribuţie, pentru a ridica nivelul apei. Aceasta va duce însă la înnămolirea albiei, prin micşorarea vitezei apei în amonte de barajele-stăvilare, în lipsa vanelor cu autoreglare (automatizare).

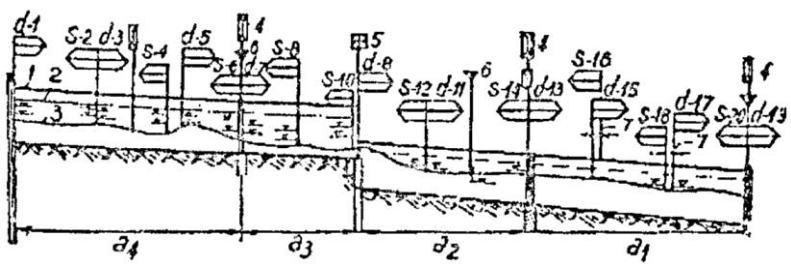



**Fig. 31.1.** Profilul longitudinal al canalului de aducţiune: 1 – cota digului; 2 – cota luciului apei; 3 – profilul longitudinal al traseului; 4 – pod; 5 – cădere; 6 – evacuare; 7 – secţiuni de calcul; d – derivaţie în dreapta; s – derivaţie în stânga; $a_1$, $a_2$, $a_3$, $a_4$ – sectoarele părţii active al canalului magistral.

În cazul când terenul permite, această viteză ar putea fi sporită prin mărirea pantei canalului.

*Varianta a II-a.* Debitul de calcul al canalului într-o secţiune anumită se ia egal cu suma debitelor canalelor de distribuţie aflate în aval, care funcţionează concomitent. În acest caz, secţiunea se micşorează după derivarea fiecărui canal de distribuţie, iar regimul canalului magistral activ va fi normal pe toată lungimea sectorului.

Această soluţie este avantajoasă pentru că în orice punct al traseului, prin secţiune poate trece atât debitul normal, cât şi unul superior acestuia, fără ca să fie nevoie de vreo supraînălţare a nivelului apei. De asemenea, nu are loc o înnămolire a canalului şi nu este favorizată dezvoltarea vegetaţiei; cheltuielile sunt mai reduse, lipsind anumite lucrări de artă, ca baraje şi stăvilare, şi pentru că chiar dimensiunile canalului sunt mai mici. Ca element variabil se ia lăţimea la fund a canalului; înălţimea apei variază în punctele unde se schimbă panta, iar căderile (de acolo) trebuie bine consolidate. Zona de legătură dintre două secţiuni diferite poate avea fundul chiar cu panta inversă, în cazul unei diferenţe mici de adâncime şi în căzui existenţei posibilităţii de evacuare a apei dintre cele două secţiuni.

Elementele geometrice ale părţi active a canalului magistral se stabilesc, din aval spre amonte, în ordinea creşterii debitului şi pornind de la ultimul centru de distribuţie.

Stabilirea elementelor geometrice şi hidraulice se face într-o anumită ordine:

– se stabileşte debitul de apă necesar ($Q_{nec}$) la punctul terminal al ultimului tronson al sectorului de calcul, care este egal cu debitul sectorului de calcul situat în aval, la care se adaugă debitul ultimului canal de distribuţie, al sectorului de calcul, ce porneşte din acel punct;

– cunoscând debitul necesar, coeficientul de rugozitate normal şi celelalte condiţii arătate în subcapitolul 31.2.3., se stabileşte lăţimea la fund ($b$) a canalului, în funcţie de care se calculează apoi înălţimea apei în canal ($h$);

– cunoscând secţiunea canalului pentru trecerea debitului necesar ($Q_{nec}$), precum şi lungimea tronsonului de canal, se determină apoi pierderile de apă ($P$), care, adăugate la debitul necesar, vor da valoarea debitului normal ($Q_{nor}$):

$$Q_{nor} = Q_{nec} + P$$

– în funcţie de debitul normal ($Q_{nor}$) şi de coeficientul normal de rugozitate ($n_{nor}$) se stabileşte din nou adâncimea apei în canal, care va fi adâncimea normală ($h_{nor}$);

– cota fundului canalului în secţiunea de calcul se stabileşte scăzând înălţimea nor-

mală a apei din canal ($h_{nor}$) din cota de dominaţie a nivelului apei anterior stabilită;

– cunoscând elementele ($b$), ($h_{nor}$) şi ($m$) ale secţiunii, adică proiectând secţiunea în fiecare punct de derivaţie, se construieşte profilul longitudinal al părţii active a canalului magistral, prin unirea punctelor de dominaţie a luciului apei şi a fundului canalului (v. fig. 31.1).

– secţiunea astfel aflată se verifică din punct de vedere al vitezei de neerodare şi neînnămolire. În caz că viteza depăşeşte limita de neerodare, ea se reduce, fie prin micşorarea pantei canalului, introducând căderi consolidate, fie prin mărirea lăţimii la fund ($b$) a canalului şi micşorarea înălţimii ($h_{nor}$) a apei. Dacă viteza este mai mică decât limita de înnămolire, ea poate fi mărită prin căptuşirea albiei sau prin mărirea pantei canalului;

– se stabileşte pentru diferite secţiuni de derivaţie debitul maxim ($Q_{max} = \varphi \cdot Q_{nor}$) şi se determină în funcţie de el adâncimea maximă a apei ($h_{max}$) din canal, în raport cu coeficientul de rugozitate maxim ($n_{max}$). Nivelul sau cota maximă a apei din canal se determină prin adăugarea înălţimii maxime a apei ($h_{max}$) la cota fundului canalului, aflată anterior pentru trecerea debitului normal ($Q_{nor}$), lăţimea la fund ($b$) rămânând aceeaşi ca pentru $Q_{nor}$;

– după determinarea calculelor de stabilire a elementelor secţiunii în diferite puncte, se trasează linia coronamentului digurilor deasupra nivelului maxim al apei din canal (tabel 31.1), precum şi lăţimea digurilor la coronament şi taluzele lor admisibile, de obicei egale pe lungimea întregului sector;

– pentru asigurarea cotei de dominaţie în timpul trecerii debitelor minime din perioada de vegetaţie, se calculează şi supraînălţarea ce trebuie realizată prin barări şi se determină mărimea curbelor de remuu. La stabilirea punctelor de amplasare a barărilor se verifică înălţimea digurilor canalului;

– pentru următorul sector de calcul (amonte) cota apei trebuie să fie mai înaltă decât aceea a sectorului din aval cu minimum 10 cm, care reprezintă pierderile de presiune a apei în instalaţia de barare.

**Tabelul 31.1.** Supraînălţarea digurilor peste nivelul maximal al apei din canal

| Denumirea canalelor | Debitul ($m^3/s$) | Albie de pământ | Albie consolidată cu fascine, piatră etc. | Albie betonată |
|---|---|---|---|---|
| Canale magistrale | > 100 | 0,60-0,75 | 0,50-0,70 | 0,40-0,75 |
| Canale magistrale | 50-100 | 0,50-0,60 | 0,40-0,50 | 0,30-0,40 |
| Canale magistrale | 30-50 | 0,45-0,50 | 0,35-0,45 | 0,30-0,35 |
| Canale de distribuţie | 20-30 | 0,35-0,40 | 0,30-0,35 | 0,25-0,30 |
| Canale de distribuţie | 10-20 | 0,30-0,35 | 0,25-0,30 | 0,20-0,25 |
| Canale de distribuţie | 5-10 | 0,25-0,30 | 0,20-0,25 | 0,15-0,20 |
| Canale de distribuţie din interiorul unităţii agricole | 1-5 | 0,20-0,25 | 0,15-0,20 | 0,10-0,15 |
| Canale de distribuţie din interiorul unităţii agricole | 0,5-1 | 0,05-0,10 | 0,05-0,10 | 0,05-0,10 |

## 31.2.2. VITEZA APEI

În cazul general, canalele de irigaţii au panta directă (din amonte în aval), regulată şi constantă pe tronsoane lungi.

Panta trebuie să fie aleasă astfel încât viteza apei să asigure debitul prevăzut, fără să provoace eroziuni la fund şi la taluze sau depuneri de materiale în suspensie (tab. 31.2).

Se admit practic, în mod curent, în canalele de irigaţii construite în pământ, viteze cuprinse între 0,50 şi 1 m/s. În canalele căptuşite, vitezele curente variază între 0,75 şi 1,50 m/s.

**Tabelul 31.2.** Viteza maximă admisă, în funcţie de natura patului canalului

| Patul canalului | Viteza maximă* la fund $V_f$ (m/s) | Observaţii |
|---|---|---|
| Nisip fin | 0,40-0,50 | $V_m$ = viteza medie a apei în canal<br>$V_s$ = viteza la suprafaţă<br>$V_m = 0{,}80\ V_s$<br>$V_f = 0{,}60\ V_s$<br>* Viteza admisibilă poate fi mărită în cazul apei încărcate cu suspensii coloidale<br>* Viteza nu trebuie să coboare sub valoarea minimă, pentru a evita depunerea materialelor în suspensie |
| Argilă compactă | 0,60-0,75 | |
| Pietriş mărunt | 0,50-0,70 | |
| Pietriş mare | 0,70-0,90 | |
| Piatră | 1,00-1,20 | |
| Şisturi slabe | 1,50-1,80 | |
| Roci dure | 2,00-4,00 | |
| Beton | 4,00 | |

## 31.2.3. PROFILE TRANSVERSALE CARACTERISTICE REŢELELOR DE IRIGAŢII

Forma secţiunii diferă când este vorba de canale deschise faţă de cele închise (apeducte).

Canalele deschise au, în general, o secţiune trapezoidală isoscel simplă sau trapezoidal mixtă; câteodată poate să fie rectangulară sau parabolică (fig. 31.2 a, b, c, d, e, f, g, h).

*Secţiunea simplu trapezoidală* Panta adoptată pentru taluze depinde de natura pereţilor, fiind mai mare pentru secţiunile în debleu decât pentru cele în rambleu (tab. 31.3).

Partea inactivă a canalului de aducţiune (magistral) trece, de obicei, la

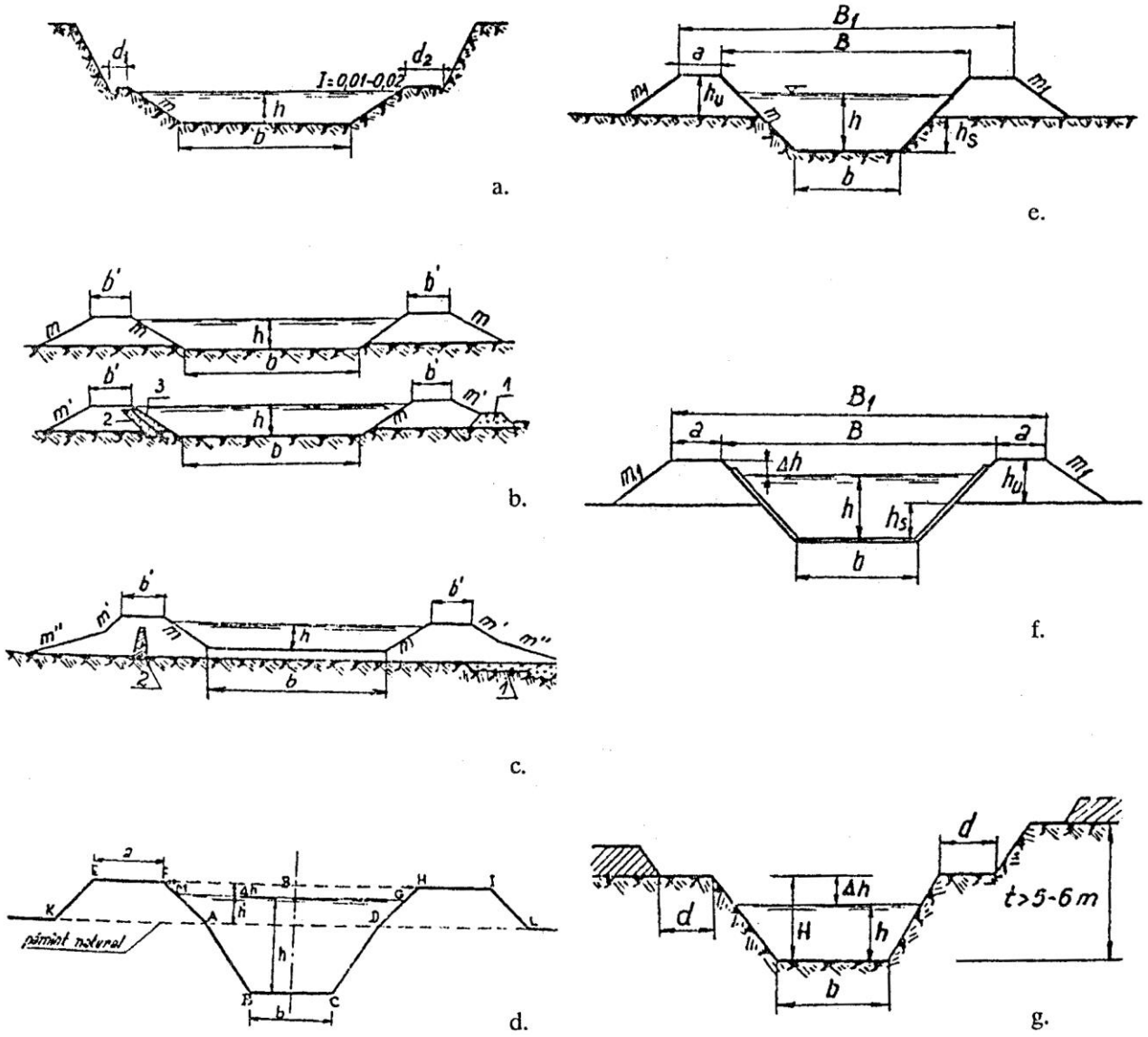



**Fig. 31.2.** Profile transversale caracteristice canalelor de irigaţii: a. – Secţiunea transversală prin partea inactivă a canalului de aducţiune; b. – Secţiunea transversală printr-un canal de aducţiune, cu partea inactivă în semidebleu-semirambleu: 1 – dren; 2 – ecran; 3 – strat protector; c – Secţiune transversală printr-un canal de aducţiune, cu partea inactivă în rambleu: 1 – dren; 2 – nucleu impermeabil; d. – Secţiune mixtă; e. – Secţiune transversală printr-un canal de irigaţie în semidebleu-semirambleu; f. – Secţiune transversală a unui canal de irigaţie în semidebleu-semirambleu, impermeabilizat; g. – Secţiunea mixtă cu banchetă.

început printr-un debleu adânc, ale cărui taluze sunt întrerupte de banchete (fig.31.2.a).

La ieşirea canalului în teren plan, secţiunea poate fi semirambleu şi mai rar, chiar în rambleu (fig. 31.2. b, c).

*Secţiunea mixtă* redată în fig. 31.2.d, se adoptă pentru transportul apei la cote superioare nivelului terenului. Această secţiune are cea mai largă răspândire în reţelele de distribuţie şi devine economică când materialul provenit din debleu poate acoperi necesarul pentru ramblee, plus 10-30% (în vederea tasării ulterioare).

Panta taluzelor (debleu şi rambleu) este diferită, după cum s-a arătat şi în tabelul 31.3. Garda $\Delta h$ între nivelul suprafeţei libere a apei şi coronamentul digului este cuprinsă între 0,20 m pentru canale mici şi 1 m pentru canale mari. În zonele expuse vânturilor puternice, această gardă poate creşte. Lăţimea digului la bază se alege astfel ca să evite fenomenul de sufozie, provocat de infiltraţii. Se admite: $KA = 0{,}50 + kh'$ (în m), $h'$ fiind sarcina apei pe piciorul A al rambleului şi $k$ un coeficient funcţie de natura rambleului ($k$ variază între 4 – pentru pietriş şi 10 – pentru argilă). Lăţimea la coronament a digului (EF) este de cel puţin 0,80; dacă coronamentul este carosabil, lăţimea va fi condiţionată de natura folosinţei.

Condiţia de echilibrare a terasamentelor debleu-

ramblee conduce la relaţia:

$$b = \left[ \frac{2h_u}{\eta h_s} \left( a + \frac{m + m_1}{2} h_u \right) - m h_s \right] \qquad (31.1)$$

şi fig. 31.2.e, în care:

*b* este lăţimea la fund a canalului;

$h_u$ – înălţimea umpluturii;

$h_s$ – adâncimea săpăturii;

*a* – lăţimea la coronament;

*m* – taluzul debleului;

$m_1$ – taluzul rambleului;

η – 0,8-0,9 pentru tasare.

În cazul executării unei impermeabilizări corecte pe întreg perimetrul udat al canalului, se poate adopta şi o secţiune cu taluz interior continuu (fig. 31.2.f).

Dacă adâncimea debleului este mare ($t$ > 5-6 m), se creează banchete laterale (fig. 31.2.g) destinate să faciliteze circulaţia personalului şi utilajelor de întreţinere, să reţină pământul scurs de pe taluze, să permită o supralărgire a canalului pentru un debit sporit în timp.

Secţiunea mixtă a canalelor construite pe versanţi sau pe fâşii înguste de teren (fig. 31.3 a, b, c, d, e). De multe ori, canalele de distribuţie, urmărind curbele de nivel, se trasează pe o coastă (un versant). În acest caz, canalul trebuie astfel construit ca să nu fie expus inundării de către apele venite de pe partea înaltă a versantului, nici deteriorării sau colmatării cu materiale târâte de acestea. La canalele de acest fel, cu debit mare, ruperea digului dinspre partea inferioară a versantului ar putea duce la adevărate catastrofe.

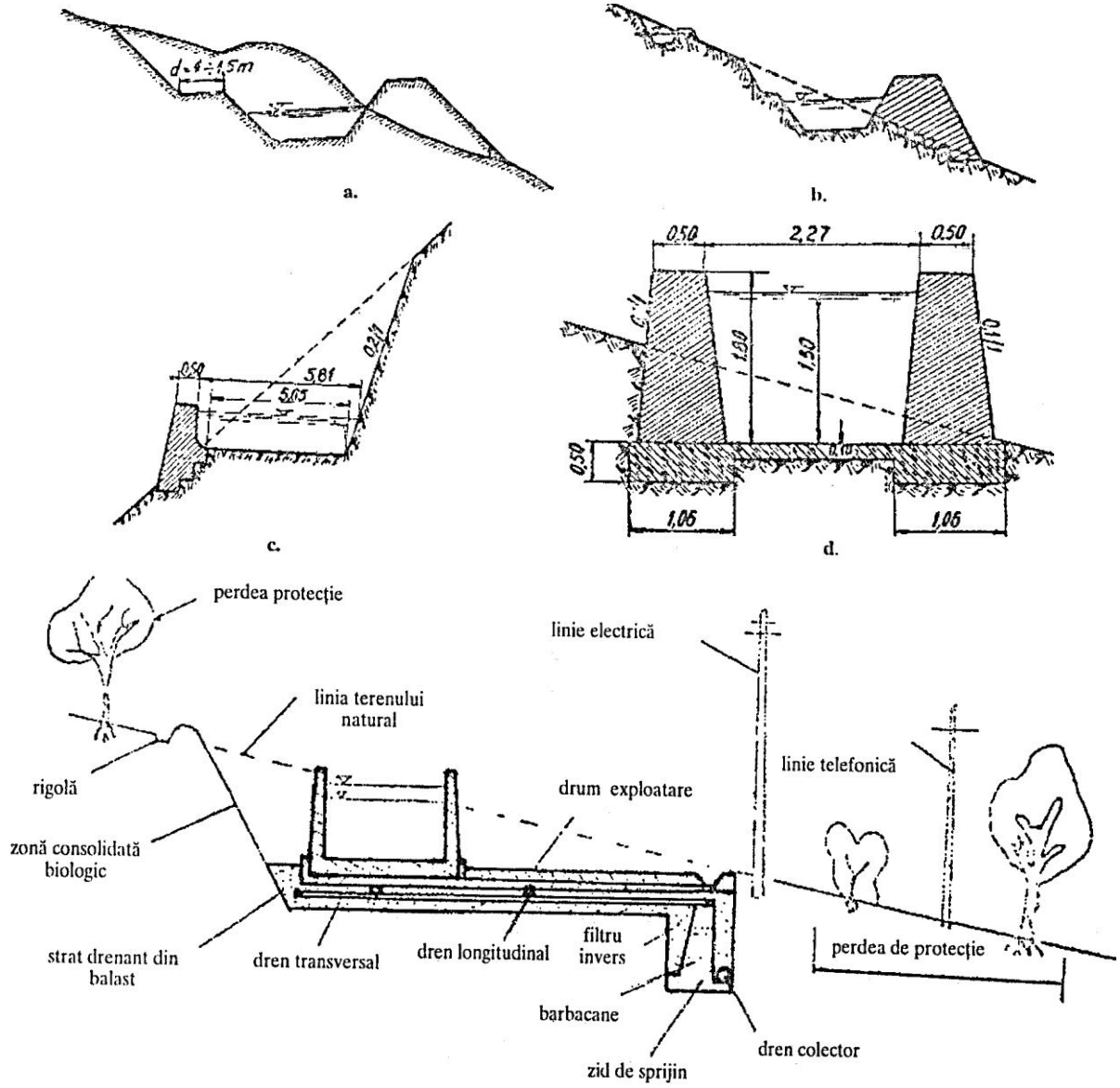



**Fig. 31.3.** Secţiuni caracteristice canalelor construite pe versanţi stabili, pe fâşii înguste de teren şi pe zone alunecătoare:
a. Secţiunea transversală a unui canal pe un versant cu pantă mică; b. Secţiune transversală printr-un canal de aducţiune prevăzut cu canal de coastă; c. Secţiunea transversală prin canalul Verdon; d. Secţiune transversală prin canalul Gignac; e. Secţiune transversală printr-un canal de irigaţie propus pentru un versant cu stabilitate redusă.

**Tabelul 31.3.** Panta taluzelor la canale de irigaţii

| Taluz în debleu* | $\frac{1}{m}=\frac{h}{b}=\text{tg}\alpha$ | Observaţii |
|---|---|---|
| Stâncă | 1/0 | * pentru taluze în rambleu se poate adopta o pantă de $\frac{1}{m+\frac{m}{2}}$ adică mai mică cu 1/3 decât pentru debleu |
| Argilă | 3/1 | |
| Pământ argilos | 2/1 | |
| Pământ nisipo-argilos | 1/1 | |
| Pământ nisipos | 2/3 | |

Din cauza aceasta, canalele de pe versanţi se prevăd cu şanţuri speciale pentru colectarea apelor venite de pe părţile mai înalte, cu banchete pentru oprirea materialului ce ar putea veni din acele părţi şi cu un dig solid pe malul dinspre partea inferioară a versantului. Dacă se construieşte canalul pe o coastă abruptă (cu $I > 1/10$), digul ia forma unui zid de sprijin, cu fundaţie în trepte.

În fig. 31.3.a, este arătată secţiunea unui canal construit pe un versant cu o pantă mai mică de 1/10, fără pericol de inundaţie cu ape străine.

În fig. 31.3.b, este arătată secţiunea unui canal construit pe un versant cu o pantă mai mare de 1/10, la care există pericolul de inundare prin ape străine. Din această cauză, mai sus de canal a fost construit un şanţ special de colectare a acestor ape. Taluzul dinspre partea superioară a versantului este prevăzut cu o banchetă, iar dinspre partea inferioară a versantului canalului are un dig cu fundaţia în trepte.

Fig. 31.3.c arată o secţiune a canalului construit pe versanţi abrupţi. Rambleul din aval s-a construit de forma unui zid solid de sprijin.

În cazul unor versanţi cu pantă mare, a unor condiţii hidrogeologice dificile, a unor fâşii înguste de construcţie, conducerea apei se poate face şi printr-o secţinne total betonată, între ziduri de sprijin (fig. 31.3.d).

În fig. 31.3.e se arată secţiunea şi condiţiile de fundare, protecţie şi funcţionale ale Canalului magistral 2 din Sistemul Complexului de Irigaţii Iaşi – Vaslui – Botoşani, preconizat a se realiza pentru alimentarea cu apă a tuturor folosinţelor din centrul Podişului Moldovei (Facultatea de Hidrotehnică Iaşi)

*Profil pentru debit maxim* – forma de secţiune cea mai avantajoasă – fig. 31.4. În situaţiile în care canalele reţelei de irigaţii au rol de transport – pe întreaga lungime sau pe anumite tronsoane – se caută secţiunea cea mai avantajoasă pentru debitul maxim sau profilul optim hidraulic.

Dacă se consideră că suprafaţa udată este *A*, panta *I* şi rugozitatea *n*, secţiunea care va transporta debitul maxim va fi aceea care va avea raza hidraulică *R* maximă, pentru perimetrul udat *P* minim.

*Secţiunea semicirculară şi parabolică.* Pentru o suprafaţă dată *A*, forma de secţiune semicirculară realizează perimetrul *P* minim (fig. 31.a):

$$A=\frac{\pi r^2}{2} \tag{31.2}$$

$$P=\pi r \tag{31.3}$$

$$R=\frac{A}{P}=\frac{r}{2}=\frac{h}{2} \tag{31.4}$$

Reţelele de distribuţie de tipul jgheaburilor din beton armat pot avea forme policentrice şi parabolice (cu $y = 2{,}50\,x^2$, ecuaţia parabolei interioare, $y = 2{,}23\,x^2$, ecuaţia parabolei exterioare şi $y = 2{,}4\,x^2$, ecuaţia parabolei armăturii transversale) cu $L$ = 5-8 m (fig. 31.4b).

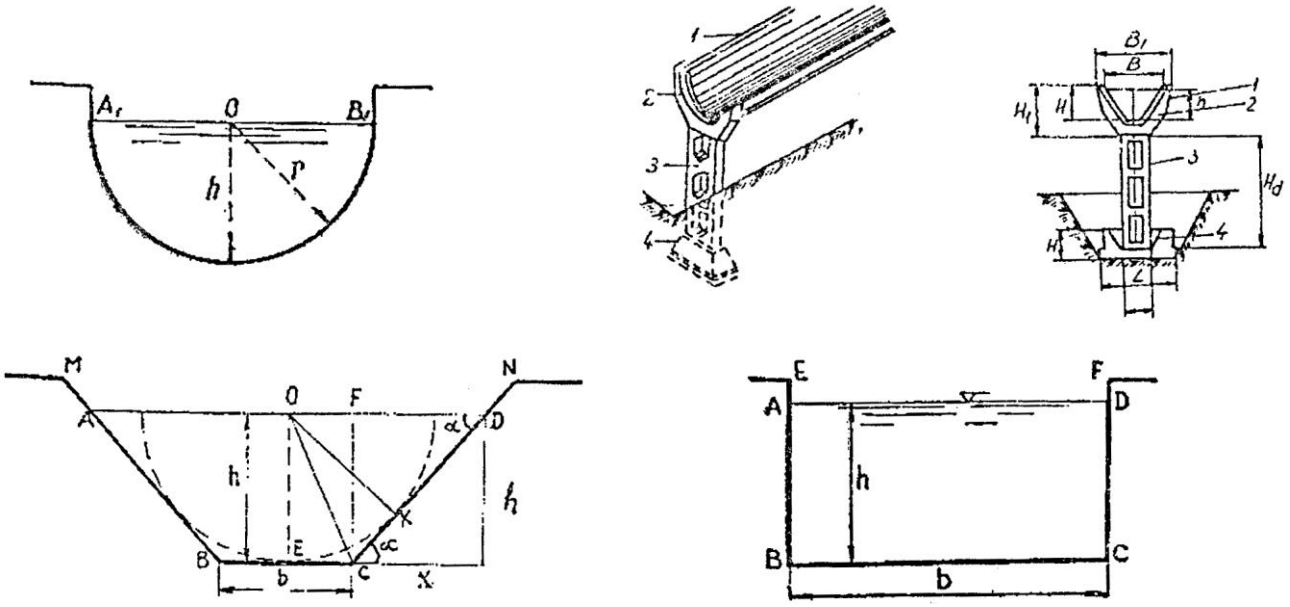



**Fig. 31.4.** Profile transversale pentru debite maxime: a – secţiune semicirculară; b – secţiune parabolică a jgheaburilor parabolice;

1 – jgheab; 2 – furcă; 3 – stâlp; 4 – pahar; c – secţiune trapezoidală cu profil hidraulic optim; d – canal dreptunghiular.

Elementele dimensionale şi caracteristicile constructive ale jgheaburilor parabolice folosite la noi în ţară sunt prezentate în tabelul 31.4 şi fig. 31.4.b).

**Tabelul 31.4.** Dimensiuni constructive ale jgheaburilor parabolice

| Înălţimea jgheabului $H$ (cm) | Deschiderea jgheabului $B$ (cm) | Grosimea jgheabului | | Greutatea jgheabului (kg/buc) |
|---|---|---|---|---|
| | | jos (cm) | Sus (cm) | |
| 40 | 80,0 | 5,0 | 5,5 | 1.400 |
| 60 | 98,0 | 6,0 | 5,5 | 1.850 |
| 80 | 113,2 | 6,5 | 5,8 | 2.500 |
| 100 | 126,4 | 7,0 | 6,6 | 3.500 |

Secţiunea trapezoidală avantajoasă, cu perimetrul udat $P_{min}$, se obţine când laturile trapezului sunt circumscrise la semicercul care are ca rază adâncimea apei $h$ (fig. 31.4.c). Trapezul isoscel corespunde secţiunii udate minime, definită prin $b$, $h$, $\operatorname{tg}\alpha = \frac{1}{m}$. Întrucât $m = \frac{1}{\operatorname{tg}\alpha} = \operatorname{ctg}\alpha$ este funcţie de natura taluzelor, secţiunea cu profil hidraulic optim va fi definită prin cele două variabile $b$ şi $h$.

Se cunosc:

$$A = h(b + mh) \tag{31.5}$$

$$P = b + 2h\sqrt{1+m^2} \tag{31.6}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{h(b+mh)}{b + 2h\sqrt{1+m^2}} \tag{31.7}$$

Pentru că $A$ este constantă, rezultă:

$$dA = 0$$

$$dA = h \cdot db + (b + 2mh) \cdot dh = 0$$

Pentru că $P$ este minim:

$$dP = 0$$

$$dP = db + 2\sqrt{1+m^2} \cdot dh = 0$$

Eliminând pe $db$ şi $dh$ şi făcându-se toate calculele rezultă:

$$\frac{b}{2} = h\sqrt{1+m^2} - mb \tag{31.8}$$

Elementele geometrice ale profilului trapezoidal isoscel (profil optim), se obţin înlocuind în formule $A$, $P$, $R$, valoarea $b$ din (31.8):

$$A = h^2\left(2\sqrt{1+m^2} - m\right) \tag{31.9}$$

$$P = 2h\left(2\sqrt{1+m^2} - m\right) \tag{31.10}$$

de unde:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{h}{2} \tag{31.11}$$

independent de panta taluzelor canalului.

*Secţiunea rectangulară.* Se adoptă frecvent această secţiune pentru canalele construite din materiale artificiale: beton, zidărie şi în condiţii speciale de relief (v. Cap. 5 „Scheme hidrotehnice complexe” – V. Blidaru, Edit. Tehnică, 1986).

Formulele de calcul pentru secţiunea rectangulară se deduc din cele prezentate anterior pentru secţiunea trapezoidală, punându-se:

$$m = \frac{1}{\operatorname{tg}\alpha} = \frac{1}{\operatorname{tg}\frac{\pi}{2}} = 0 \tag{31.12}$$

de unde:

$$A = b \cdot h \tag{31.13}$$

$$P = b + 2h \tag{31.14}$$

$$R = \frac{h}{P + 2h} \tag{31.15}$$

$$b = 2h \tag{31.16}$$

Pentru forma cea mai avantajoasă (profil optim):

$$A = 2h^2 \tag{31.17}$$

$$P = 4h \tag{31.18}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{h}{2} \tag{31.19}$$

Tehnica irigaţiei foloseşte curent secţiunile rectangulare, îndeosebi pentru canalele de aducţiune (partea inactivă) în condiţiile unui relief accidentat. În zonele de captare (munte, deal), unde terenul prezintă pante foarte mari, iar dificultăţile constructive sunt evidente, se pot adopta soluţii în tunel sau aducţiuni deschise în stâncă sau beton, de formă rectangulară.

*Consideraţii asupra formei secţiunilor canalelor de irigaţii*

Pentru toate cele trei forme de secţiuni analizate (semicirculară, trapezoidală şi rectangulară), raza hidraulică medie a secţiunii celei mai avantajoase (cu perimetrul udat minim) are aceeaşi expresie:

$$R = \frac{h}{2}$$

Secţiunea de forma cea mai avantajoasă este aceea care:

– pentru un debit şi o pantă date va reclama o secţiune minimă;

– pentru o suprafaţă a secţiunii şi o pantă date va aduce debitul maxim;

– pentru o suprafaţă a secţiunii şi un debit date va necesita o pantă minimă.

Soluţia alegerii unui profil transversal de debit maxim are consecinţe economice: suprafaţă udată $A$ şi perimetrul $P$ minime; minimum de cheltuieli pentru deblee şi eventual îmbrăcăminţi.

Acestor avantaje importante li se opune, în cazul

reţelei de distribuţie-irigaţie, o serie de neajunsuri, pricinuite de adâncimea relativ mare care rezultă în cazul profilelor optime, şi anume:

– reducerea cotei de dominaţie asupra terenului irigabil;

– complicaţii în execuţie, prin solicitarea unor adâncimi mari de deblee, cu angajarea unor utilaje şi condiţii de consolidări (în special în condiţiile hidrogeologice ale luncilor) deosebite;

– creşterea vitezei critice; la adâncimi mari ale apei în canal viteza critică de neînnămolire ($V_{cr.\ neîn.}$) ajunge la valori ce periclitează albia, prin erodare (tabelul 31.5).

**Tabelul 31.5.** Valoarea vitezei critice $V_{cr}$ pentru diferite adâncimi

| Adâncimea apei $h$ (m) | 0,3 | 0,6 | 0,9 | 1,2 | 1,5 | 1,8 | 2,1 | 2,4 | 2,7 | 3 | 3,6 | 6 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Viteza critică $V_{cr}$ (m/s) | 0,25 | 0,39 | 0,51 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,87 | 0,95 | 1,03 | 1,10 | 1,24 | 1,71 |

Din tabelul 31.5 rezultă că atunci când adâncimea apei în canal $h$ este de 3 m, viteza critică de neînnămolire ajunge la valoarea de 1,10 m/s, periclitând albia prin erodare.

De aceea canalele în pământ obişnuit nu se construiesc mai adânci de 3,5-4,5 m; pentru trecerea debitului maxim se măreşte lăţimea canalului.

Alegerea unei secţiuni mai puţin adânci va prezenta unele avantaje legate de uşurinţa execuţiei şi întreţinerii.

Secţiunea mixtă (semidebleu-semirambleu), cu echilibrarea terasamentelor, este soluţia optimă pentru canalele de distribuţie-irigaţie.

*Probleme uzuale şi relaţii*

Ecuaţia de continuitate a debitului

$$Q = AV = AC\sqrt{RI}$$

dă o relaţie între:

– debitul $Q$ (sau viteza medie $V$), panta canalului $I$ şi secţiunea udată $A$, permiţând calcularea unuia dintre cele trei elemente cunoscându-se celelalte două.

În tehnică rezultă trei tipuri de probleme: calcularea debitului cunoscându-se secţiunea udată şi panta; calcularea plantei, cunoscându-se secţiunea udată şi debitul; calcularea secţiunii udate, cunoscându-se panta şi debitul.

În toate cazurile se consideră cunoscută natura materialului în care se execută canalul (fund şi pereţi), astfel că panta taluzelor – pentru secţiunea trapezoidală – este impusă (v. tabel 31.3).

Metoda încercărilor (se alege $b$ sau $h$ şi se află respectiv, $h$ sau $b$), sau adoptarea unui anumit raport $\beta = \frac{b}{h}$, se utilizează curent în irigaţii. Pentru canale trapezoidale de dimensiuni mici se poate adopta şi metoda aproximativă (exemplu formula simplificată a lui Porchet).

*Formule caracteristice unor cazuri speciale,* legate de fenomenele de aluvionare şi erodare şi valoarea raportului $\beta = \frac{b}{h}$.

Canalele de irigaţii transportând apă cu diverse grade de turbiditate şi cu variaţii mari de debit şi nivel, în timpul perioadei de exploatare, se impune ca la proiectarea lor să se urmărească realizarea unei secţiuni stabile, în care să nu apară fenomenele de erodare sau de înnămolire.

Viteza medie, corespunzătoare adâncimii minime a apei în canal $h_{\min}$, trebuie să fie cu 10-20% sub limita vitezelor maxime de afuiere a fundului şi taluzelor.

A.A. Cerkasov exprimă legătura dintre viteza de antrenare şi raza hidraulică prin relaţia:

$$V_{cr} = V_{ocr} \cdot R^m \qquad (31.20)$$

în care:

$V_{ocr}$ este viteza critică de antrenare corespunzătoare unei raze hidraulice de 1 m,

$m$ este un coeficient care depinde de natura terenului.

Pentru canalele de irigaţii, valorile vitezelor critice de afuiere se pot lua şi din tabele.

Printre formulele empirice de calculul vitezei de antrenare se menţionează cele a lui I.I. Levi:

$$V_{mo} = 1,4\sqrt{gd_m}\lg\frac{h}{7d_m} \qquad (31.21)$$

dacă $\frac{h}{d_m} > 60$ şi

$$V_{mo} = 1,4\sqrt{gd_m}\left(1+\ln\frac{h}{7d_m}\right)$$

dacă $60 > \frac{h}{d_m} > 10$

în care:

$V_{mo}$ este viteza medie a curentului de antrenare iniţială;

$d_m$ – diametrul mediu al aluviunilor;

$\frac{h}{7d_m}$ – netezimea relativă a albiei.

Prevenirea înnămolirii canalelor se poate face, în general, prin adoptarea unor viteze mari, care împiedică totodată şi dezvoltarea vegetaţiei (0,75-0,80 m/s), după Fortier.

Viteza de sedimentare ($V_S$) poate fi determinată cu ajutorul tabelelor din formule empirice sau pe cale experimentală, în cazul unor lucrări de mare importanţă.

Dintre formulele empirice elaborate în acest scop sunt de reţinut pentru sistemele de irigaţii cele ale lui Kennedy, Lassey şi Zamarin.

După Kennedy:

$$V_{cr} = 0,545kh^{0,64} \text{ (m/s)} \qquad (31.22)$$

$k$ = 1,1-1,2, când apa este foarte tulbure;

$k$ = 0,6-0,7, când apa este relativ limpede.

Prelucrând datele lui Kennedy, Lassey a propus pentru determinarea vitezei critice de antrenare următoarea formulă:

$$V_{cr} = 0,646k^{0,5}R^{0,5} \qquad (31.23)$$

în care:

coeficientul $k$ are aceeaşi semnificaţie ca şi în formula lui Kennedy.

Între $A$, $k$ şi $V_{cr}$ Lassey stabileşte relaţia:

$$A \cdot k^2 = 134,2 \cdot 2 \cdot V_{cr}^5 \qquad (31.24)$$

iar între $Q$, $k$ şi $V_{cr}$:

$$Qk^2 = 134,2V_{cr}^5 \qquad (31.25)$$

Ştiind că $P = \frac{A}{R}$ , se poate scrie în funcţie de ecuaţiile (31.22 şi 31.24):

$$P = \frac{134,2V_{cr}^5 k}{2,4k^2V_{cr}^2} = \frac{55,92V_{cr}^3}{k} \qquad (31.26)$$

sau ţinând seamă de ecuaţia (31.25):

$$P = \frac{55,92 \cdot 0,442\sqrt{Qk^2}}{k} = 4,83\sqrt{Q} \qquad (31.27)$$

În cazul când debitul $Q$, caracteristica aluviunilor $k$ şi taluzul $m$ sunt cunoscute, în baza relaţiilor lui Lassey se poate determina în primul rând perimetrul udat în funcţie de $Q$ (formula 31.27); se determină apoi viteza critică de sedimentare în curent, cu ajutorul relaţiei (31.25);

$$V_{cr} = 0,442 \cdot \sqrt[6]{Qk^2}$$

Suprafaţa secţiunii udate $A$ se determină din relaţia:

$$A = \frac{Q}{V_{cr}} = \frac{Q}{0,442\sqrt[6]{Qk^2}} = \frac{2,262\sqrt[6]{Q^5}}{\sqrt[6]{k}} \qquad (31.28)$$

Pentru determinarea adâncimii apei în canal $h$, se ştie că:

$$A = h(b + m \cdot h)$$

şi deci

$$b = \frac{A}{h} - mh$$

Introducând pe $b$ în expresia perimetrului, se obţine:

$$P = b + 2h\sqrt{1+m^2} = \frac{A}{h} - mh + 2h\sqrt{1+m^2} \qquad (31.29)$$

de unde:

$$h^2\left(2\sqrt{1+m^2} - m\right) - Ph + A = 0$$

Deci:

$$h = \frac{P \pm \sqrt{P^2 - 4\left(2\sqrt{1+m} - m\right)A}}{2\left(2\sqrt{1+m^2} - m\right)} \qquad (31.30)$$

Practic, $h$ > 0,8-1 m în canalele de distribuţie (CD) şi maxim 3-4 în canalul magistral (CM).

După ce s-a aflat adâncimea apei în canal, se poate determina lăţimea la fund $b$, raportul $\beta = \frac{b}{h}$ fiind dat, în majoritatea cazurilor, prin condiţia de stabilitate a albiei (β = 1-6 pentru CD şi maxim 12 pentru CM) şi funcţie de debit (tab. 31.6).

**Tabelul 31.6.** Valoarea β în funcţie de debitul $Q$

| $Q$ (m$^3$/s) | 0,28 | 0,7 | 2,8 | 5,6 | 14,0 | 28 | Observaţii |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\beta = \frac{b}{h}$ | 3,5 | 4,0 | 4,5 | 5,0 | 6,0 | 6,0 | pentru unele S.I. din India |

Considerând că viteza de sedimentare $V_S$ este legată de turbiditatea curentului, Zamarin recomandă următoarele formule de calcul:

$$V_S = V_m \sqrt[1,5]{\frac{\rho}{0,022\sqrt{RJ}}} \qquad (31.31)$$

pentru $W_m$ > 0,002 m/s

$$V_S = V_m \sqrt{\frac{\rho\sqrt{W_m}}{\sqrt{RJ}}} \qquad (31.32)$$

pentru $W_m$ < 0,002 m/s

Formulele sunt valabile pentru albii deschise – prismatice şi neprismatice – cu ρ < 5-6 kg/m$^3$.

Valorificarea rapidă a formulelor prezentate anterior se poate face prin utilizarea tabelelor şi abacelor, întocmite pe baza acestora. Frecvent sunt folosite abaca lui M. D'Ocagne după formula lui Bazin şi abaca cu puncte aliniate pentru formula lui Manning (v. „Irigaţii şi Drenaje", EDP, Bucureşti, 1981 – colectiv).

## 31.2.4. PROFILE TRANSVERSALE CARACTERISTICE SECTOARELOR DE LEGĂTURĂ: GALERII, APEDUCTE, PODURI-CANALE, SIFOANE

Condiţiile de relief, lungime de traseu, stabilitatea şi panta terenului, intersectarea unor depresiuni, cursuri de apă, căi de comunicaţie, raportul de cote între canalul de aducţie şi obstacolul respectiv ş.a. impun ca în frecvente cazuri execuţia acestor canale să fie sub formă de galerii, apeducte, poduri-canale, sifoane ş.a.

În apeducte ca şi în galerii apa curge cu suprafaţa liberă şi deci legile de curgere sunt aceleaşi ca şi în

cazul canalelor deschise; numai în situaţii speciale apa curge prin galerii cu secţiunea plină, ca şi în sifoanele inverse. În fiecare tronson de apeduct sau galerie, cu curgere liberă, secţiunea şi panta fiind constante, regimul este uniform, iar dimensionarea se face asemănător canalelor deschise.

*Galerii.* Trecerea unui sector de canal în galerie subterană se impune când se traversează linii de separaţie înalte între bazine hidrografice, şei montane costisitor de ocolit prin canale deschise şi terenuri cu pante abrupte sau foarte instabile.

Pentru fixarea soluţiilor galeriilor sunt necesare prospecţiuni, sondaje şi studii hidrogeologice aprofundate pe fâşia destinată traseului ca şi pe zonele limitrofe.

Formele de secţiuni adoptate în general sunt (fig. 31.5): radier orizontal cu pereţii verticali şi boltă zidită (a, b), formă de potcoavă care rezistă bine sarcinilor (c), formă de clopot, în cazul unor secţiuni mari şi care trebuie să reziste la solicitări exterioare (d), forme circulare şi alte forme.

Scurgerea prin galerii se face ca în orice canal deschis, în cazuri rare, scurgerea se face sub presiune. Se admit în galerii pante mari, care să conducă la viteze de scurgere până la 4 m/s (între 2,5 şi 4 m/s), în scopul reducerii secţiunii.

În cazul când galeria se excavează în stâncă nefisurată se poate renunţa la îmbrăcăminte.

Dacă terenul este accidentat sau puţin rezistent şi instabil asigurarea unei bune fundări şi a unei atente consolidări pe întreg perimetrul, devine obligatorie (fig. 31.5.b).

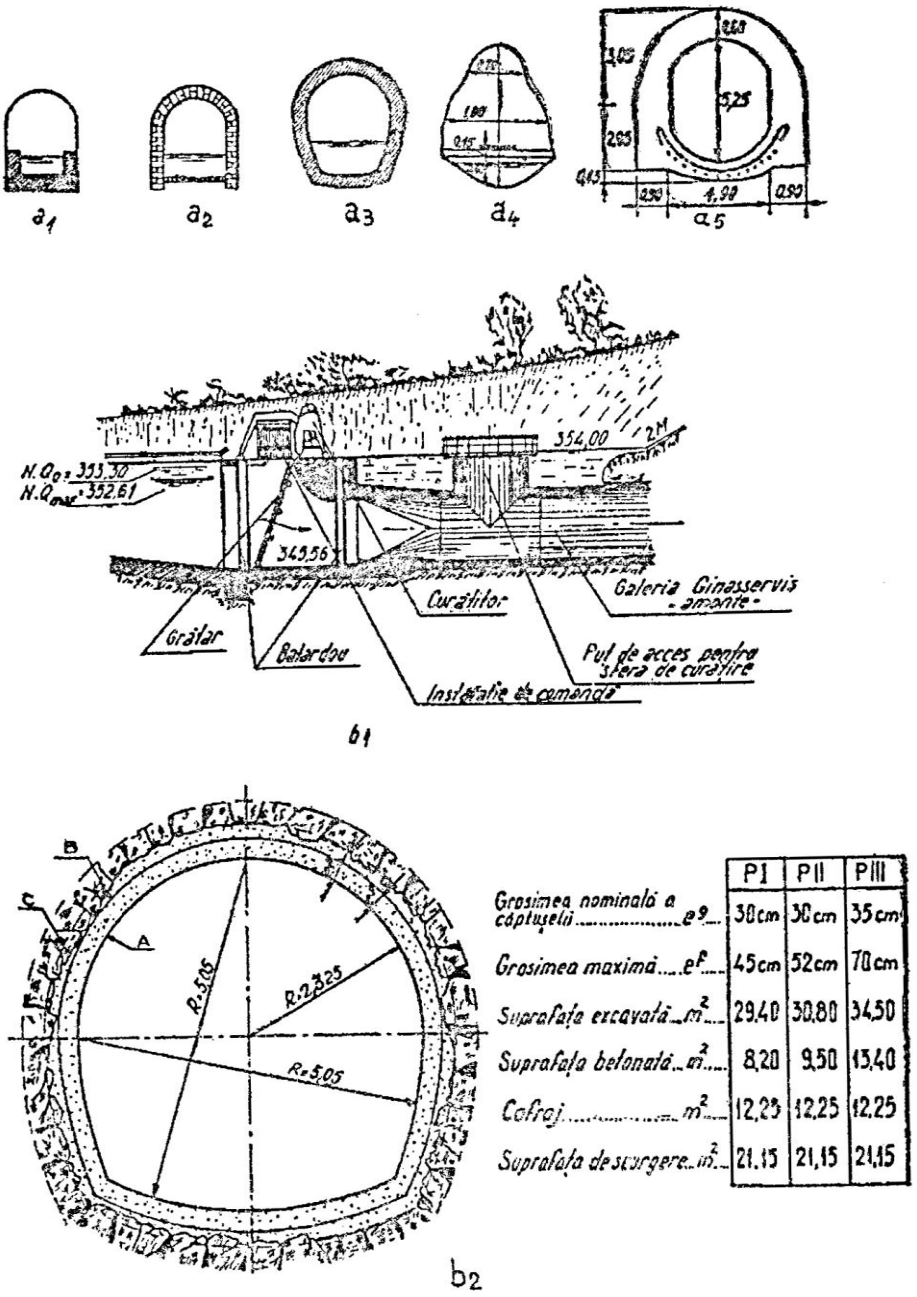



**Fig. 31.5.** Galerii – secţiuni şi dimensiuni (orientative): a – secţiuni transversale; $a_1$ – în teren stâncos betonarea cunetei este necesară; $a_2$ – în teren instabil; $a_3$ – în teren foarte instabil; $a_4$ – în stâncă nefisurată fără îmbrăcăminte; $a_5$ – dimensiuni, armare; b – galeria Ginasservis Provence: $b_1$ – sectorul de intrare; $b_2$ – secţiune transversală, dimensiuni.

*Apeducte, poduri-canale.* Trecerea unui tronson de canal în apeducte se impune când se traversează: depresiuni largi şi adânci, căi de comunicaţie (drumuri, căi ferate), cursuri de apă situate la cote inferioare fundului canalului etc. Desigur numai un calcul tehnic şi economic complex poate indica soluţia de adoptat pentru străbaterea obstacolului; ambele construcţii de legătură (apeduct sau sifon) prezentând avantaje şi dezavantaje.

Apeductele se pot construi cu diferite forme de secţiuni (rectangulare, semicirculare, circulare) şi din diferite materiale: zidărie, metal, beton armat, conducte de azbociment ş.a. pe grinzi din beton, metalice, lemn.

*Sifoanele inverse.* Folosite, de asemenea, ca şi apeductele, pentru traversarea obstacolelor (văi, râuri, căi de comunicaţie), sifoanele inverse sunt obligatorii în cazul intersectării (canalului cu obstacolul) la cote

apropiate (de exemplu fig. 31.6).

Pentru transportul unor debite mari, secţiunea utilă se divide pe mai multe fire, al căror diametru trebuie să permită vizitarea ($D_n$ > 700 mm).

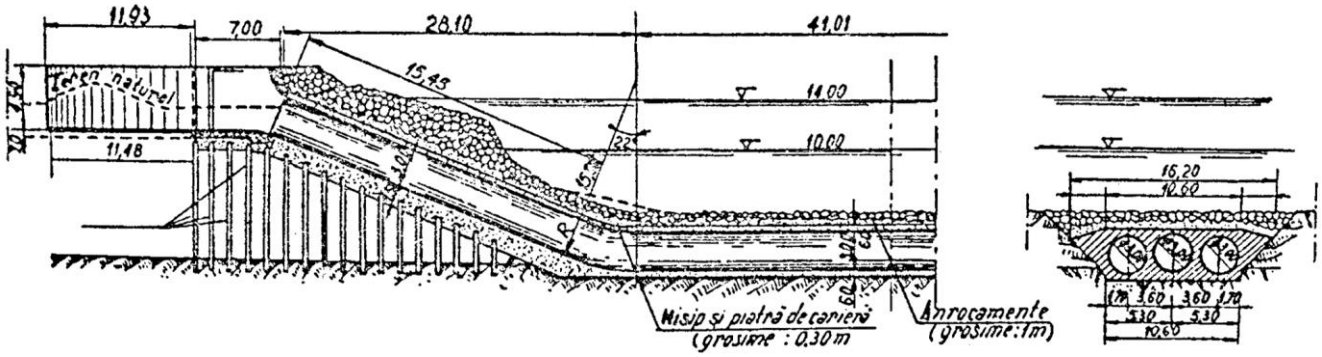



**Fig. 31.6.** Subtraversare (profil în lung, în secţiune).

## 31.3. PROFILE TRANSVERSALE CARACTERISTICE CANALELOR CU FOLOSINŢE MULTIPLE

Problema alegerii secţiunii transversale *A* a canalelor care se folosesc în scopuri multiple se pune în mod deosebit faţă de cazul folosirii lor într-un singur scop (irigaţii).

### 31.3.1. LA CANALE CU FOLOSINŢĂ MIXTĂ: IRIGAŢIE ŞI NAVIGAŢIE

La aceste canale, forma secţiunii transversale se face tot trapezoidală sau poligonală (fig. 31.7) cu adâncimea şi lăţimea apei în canal impuse de cerinţele de navigaţie, nu de calculul profilului economic.

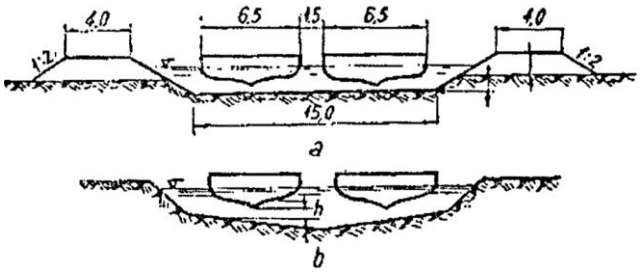



**Fig. 31.7.** Exemple de secţiuni transversale ale canalelor de irigaţie folosite şi pentru navigaţie: a – mixtă; b – în debleu.

Dintre problemele ce se ridică în legătură cu navigaţia, se menţionează: asigurarea lăţimii dreptunghiului de navigaţie şi a pescajului necesar; deschiderea podurilor şi înălţimea lor deasupra luciului apei, care trebuie să permită trecerea vaselor; în cazuri speciale podurile pot fi basculate; stabilirea pantei canalului, pentru a asigura o viteză a apei ce nu va stânjeni navigaţia; supralărgirea canalelor la fund cu 5-1 m pentru curbele cu *R* = 600-2000 m; stabilirea punctelor de ancoraj pentru înnoptare sau staţionare; stabilirea de bazine pentru întoarcerea vaselor; stabilirea de porturi de aşteptare la ecluze; lucrări de artă speciale.

În punctele cu diferenţe mari de nivel între biefuri, pentru trecerea vaselor se construiesc ecluze de navigaţie.

### 31.3.2. CANALE CU FOLOSINŢĂ MIXTĂ: IRIGAŢII ŞI PRODUCEREA DE ENERGIE

Problema alegerii secţiunii *A* se pune în mod diferit faţă de canalele CU folosire pentru un singur scop (irigaţii):

– găsirea secţiunii *A* şi a pantei *i* de maximă economicitate;

– găsirea vitezei medii şi a pantei longitudinale, pentru care totalul cheltuielilor anuale (amortizarea investiţiei + întreţinerea + costul energiei pierdute) să fie minim;

– găsirea adâncimii optime energetic $h_{ec}$, în condiţiile admise (date);

– panta terenului *I* este superioară celei necesare scurgerii *i*, $I > i$ (unde $i = \frac{V_m^2}{C_R^2}$; $V_m = \frac{q_m}{A}$), pentru a exista condiţii de producere a energiei;

– $q_m$ este debitul maxim pe care trebuie să-l transporte un canal trapezoidal cu pereţi laterali şi pantă dată.

Dacă lungimea canalului este *L*, energia pierdută este proporţională cu puterea $N = iL\bar{q}$, considerată variabilă după o lege în care se ia în consideraţie valoarea medie a lui *q* (adică $\bar{q}$).

Dacă se consideră, la debitul maxim $q_m$, panta *i* egală cu:

$$i = \frac{q_m^2}{P^2 A^2 R} \qquad (31.33)$$

atunci relaţia puterii devine:

$$N = \frac{L \cdot \bar{q} \cdot q_m^2}{P^2 A^2 R} \qquad (31.34)$$

(pentru canal neimpermeabilizat)

Adoptând ipoteza că $C_1$ – costul execuţiei este proporţional cu $A$ şi deci $C_1 = K \cdot A \cdot L$ ($K$ – o valoare constantă, optim aleasă), iar $B$ este capitalul necesar a se investi pentru producerea unui CP energetic şi deci costul investiţiei $C_2 = B\frac{1000\bar{q}iL}{75}$, rezultă cheltuielile totale ($C_1$ + $C_2$) pe unitatea de lungime:

$$F(A,R) = KA + \frac{40}{3} B \frac{\bar{q} q_m^2}{P^2 A^2 R} \qquad (31.35)$$

Se obţine minimul cheltuielilor derivând relaţia de mai sus în raport cu $A$ sau $R$, dacă se cunoaşte (sau impune) o relaţie între acestea (dacă se fixează coeficientul de formă a canalului, $M = \frac{A}{R^2}$). Considerându-se pentru $P$, din formula lui Chezy, expresia $\frac{1}{n}R^{\frac{1}{6}}$ (a lui Manning), se obţine $R = \left(\frac{A}{M}\right)^{\frac{1}{2}}$ şi

$$F(A) = KA + \frac{40}{3} \frac{n^2 \cdot B \cdot \bar{q} \cdot q_m^2 \cdot M^{\frac{2}{3}}}{A^{\frac{8}{3}}} \qquad (31.36)$$

Derivând în raport cu $A$ şi egalând cu zero, rezultă expresia secţiunii $A$ şi a pantei longitudinale $i$ de maximă economie:

$$A = \left( \frac{320}{9} \frac{n^2 \cdot B \cdot \bar{q} \cdot q_m^2 \cdot M^{\frac{2}{3}}}{K} \right)^{\frac{3}{11}}$$
$$i = \left( \frac{9}{320} \frac{K \cdot n^{\frac{3}{4}} \cdot q_m^{\frac{3}{4}} \cdot N^{\frac{1}{4}}}{B \cdot \bar{q}} \right)^{\frac{8}{11}} \qquad (31.37)$$

## 31.3.3. ASPECTE TEHNICO-ECONOMICE PRIVIND ALEGEREA SECŢIUNII

Fiind date: debitul $Q$ (din condiţia de exploatare), înclinarea taluzelor $m$ = ctg $\alpha$ (din condiţia de stabilitate), raportul dintre lăţimea fundului $b$ şi înălţimea apei $h$ (condiţia optimă fiind: $\frac{b}{h} = 2\left[\sqrt{1+m^2} - m\right]$), pentru găsirea vitezei medii $V$ şi pantei longitudinale $J$, în condiţia ca totalul cheltuielilor anuale $K$ (compus din: amortizarea investiţiei, întreţinerea şi costul energiei pierdute) să fie minim, se poate proceda astfel:

– secţiunea $A$ fiind astfel ca să se realizeze un anumit raport între $b$ şi $h$ rezultă:

$$A = K_1 h^2 \qquad (31.38)$$

$$P = K_2 h \qquad (31.39)$$

($K_1$ şi $K_2$ – constante)

– panta longitudinală $J$ se poate scoate din formula generală a debitului $Q = AC\sqrt{RJ}$ :

$$J = \frac{Q^2}{A^2 C^2 R} = \frac{Q^2}{(K_1 h^2)^2 \frac{1}{n^2} R^{2y+8}} = \frac{K_3 Q^2}{h^{2y+5}} \qquad (31.40)$$

unde:

$$K_3 = \frac{1}{K_1^2 \frac{1}{n^2} \left(\frac{K_1}{K_2}\right)^{2y+1}}$$

şi

$$R = \frac{K_1}{K_2} h$$

– energia $E$ în kWh, pierdută anual pe un metru lungime de canal fiind $E = \eta \frac{\gamma Q J}{102} T$ (în care η – randamentul agregatelor generatoare şi $T$ – numărul de ore de funcţionare într-un an), iar $p$ fiind preţul unitar al energiei, rezultă că pierderea anuală de energie valorează:

$$pE = \frac{K_4 Q^3}{h^{2y+5}} \qquad (31.41)$$

($K_4$ incluzând toate constantele lui $E$ şi $p$)

– cheltuielile anuale datorate amortizării şi întreţinerii (socotite ca un procent $a$, aplicat cheltuielilor de investiţii $C$, pentru un metru liniar canal), conţin: o parte de cheltuieli fixe ($K_5$), o parte proporţională cu $P$ (pereurile), deci cu $h$ ($K_6 h$), şi o altă parte proporţională cu săpăturile Ω, deci cu $h^2$ ($K_7 h^2$);

– funcţia ce reprezintă cheltuielile totale anuale de amortisment, întreţinere, inclusiv valoarea energiei pierdute va fi de forma:

$$K = \frac{K_4 Q^3}{h^{2y+5}} + K_5 + K_6 h + K_7 h^2 \qquad (31.42)$$

– lucrarea este proiectată economic dacă această sumă ($K$) este minimă în raport cu variabila $h$.

Adâncimea economică $h$ se obţine în urma condiţiei $\frac{\partial K}{\partial h} = 0$; (s-a considerat $y = \frac{1}{6}$, iar termenul relativ mic $K_6 h$ s-a neglijat):

$$h = \sqrt[7,33]{c_1 Q^3} \qquad (31.43)$$

Ulterior se pot calcula $V$, $J$ şi $A$ corespunzătoare.

Pe cale grafică, adâncimea optimă energetic $h_{ec}$ a unui canal trapezoidal se stabileşte în modul următor (fig. 31.8): după calcularea debitului şi a pierderii de

energie pentru 3-4 variante ale lui *h*, se reprezintă *K* pe o curbă, alegând valoarea lui *h* corespunzătoare cheltuielilor minime.

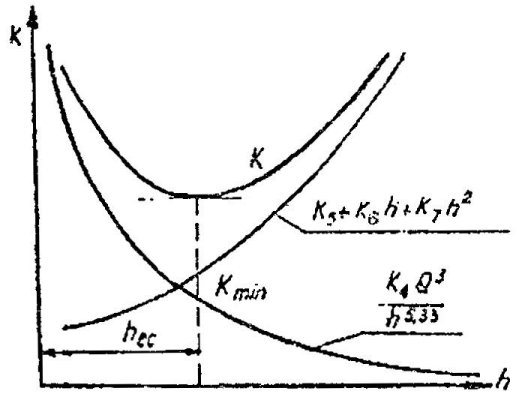



**Fig. 31.8.** Adâncimea optimă energetic a unui canal trapezoidal.

Pentru a arăta că există un minim, se trasează cele două curbe; care reprezintă valoarea energiei pierdute $\frac{K \cdot 4Q^3}{h^{5,33}}$, care tinde asimptotic la axele de coordonate) şi valoarea cheltuielilor anuale de amortisment şi întreţinere ($K_5 + K_6h + K_7h^2$, care este o parabolă. Prin însumarea celor două curbe rezultă curba *K*, a cheltuielilor totale; aceasta ia valori infinite pentru h foarte mic şi pentru *h* foarte mare şi valori finite pentru *h* finit, deci un minim există.

## 31.3.4. MICROHIDROCENTRALE PE CANALELE SISTEMELOR DE IRIGAŢII

Se diferenţiază în sistemele de irigaţii următoarele poziţii şi debite de funcţionare ale microhidrocentralelor (fig. 31.9 a, b, c, d, e, f):

– la începutul canalului magistral, în aval de regulatorul frontal (fig. 31.9.a) în care caz ele funcţionează fie pe baza diferenţei de nivel creată prin bararea râului, pentru a obţine debitul stabilit prin graficul de consum, fie pe baza unui debit maxim (linia my, fig. 31.9.b) dacă o permite sursa. Acest tronson de canal se poate supradimensiona la nevoie, pentru a transporta un debit mărit (linia QP). Debitul excedentar, peste cel cerut de irigaţii (a, b, c, d, e, f, g, h, i, j, k) se poate trimite înapoi în râu, printr-un canal de evacuare, care pleacă de la hidrocentrală spre acesta. În figură, debitul de evacuat este reprezentat prin suprafaţa haşurată;

– pe traseul părţii inactive a canalului magistral, dacă există posibilitatea de a crea diferenţa de nivel necesară pe canal

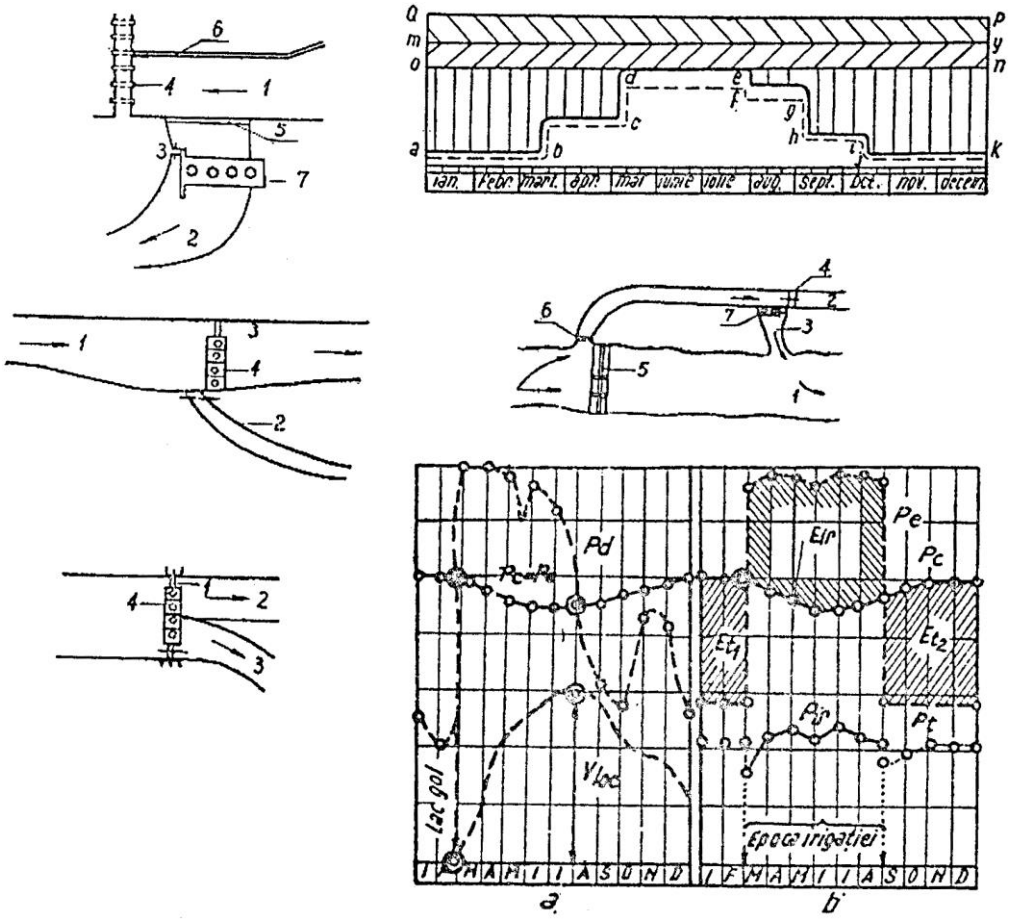



**Fig. 31.9.** Poziţii curente ale MHE în sistemele de irigaţii şi debite de funcţionare: a – amplasarea microhidrocentralei la începutul canalului magistral: 1 – râu; 2 – canal magistral; 3 – evacuare; 4 – baraj; 5 – regulator frontal; 6 – perete despărţitor; 7 – microhidrocentrală; b – graficul debitului de apă luat din sursă pentru irigaţie şi pentru microhidrocentrală; c – amplasarea microhidrocentralei la un punct de cădere pe canalul magistral; 1 – canal magistral; 2 – canal de spălare şi evacuare; 3 – baraj transversal (ecluză); 4 – microhidrocentrală; a – schema unui nod hidroenergetic pe canalul magistral: 1 – râu; 2 – canal magistral; 3 – canal de evacuare; 4 – baraj mobil; 5 – baraj cu stavile de spălare; 6 – stăvilar frontal; 7 – uzina hidroelectrică; c – complex hidroenergetic: 1 – baraj-ecluză; 2 – canal magistral; 3 – canal evacuare; 4 – uzină hidroelectrică; f – planuri de exploatare: $f_1$ – al uzinei de vârf obişnuite; $f_2$ – al uzinei speciale destinate irigaţiei.

prin barare (fig. 31.9 c).

– la începutul canalului de evacuare al canalului magistral (fig. 31.9.d);

– pe traseul unui canal magistral, la un nod hidrotehnic;

– într-un punct unde se creează o cădere şi totodată pleacă şi canalul de evacuare se poate instala concentrat un complex hidrotehnic ce funcţionează cu întregul debit luat din sursă (fig. 31.9.3).

În cazul soluţiei mixte „irigaţie-hidroenergetică" cu bazin de acumulare hidroenergetic subordonat în exploatare cerinţelor de irigaţii, se adoptă regimul de exploatare arătat în fig. 31.9.f.

Deosebirea dintre uzinele speciale şi cele obţinute constă în felul exploatării.

La uzinele obţinute, programul golirii şi umplerii bazinului depinde de nevoia de a acoperi curba puterii de consum $P_c$, prin compensarea cu puterea disponibilă $P_d$.

Curba anuală a puterii disponibile pentru uzina obişnuită de vârf a este:

$$P_d = 9{,}91 Q_d H_b \cdot \eta \ \text{(kW)} \qquad (31.44)$$

în care:

$Q_d$ este debitul disponibil natural variabil pe râu, în m/s;

$H_b$ – căderea totală, variabilă după nivelul apei, în m;

$\eta$ – randamentul global al uzinei, dat de produsul randamentului hidraulic $\eta_h$, al turbinei $\eta_t$ şi al părţii electrice $\eta_e$.

Pentru a nu fi nevoie de rezerve termo- sau hidroelectrice, trebuie ca puterea produsă de exploatare $P_e$ să acopere curba de consum $P_c$. Deci trebuie ca:

$$P_c = P_e$$

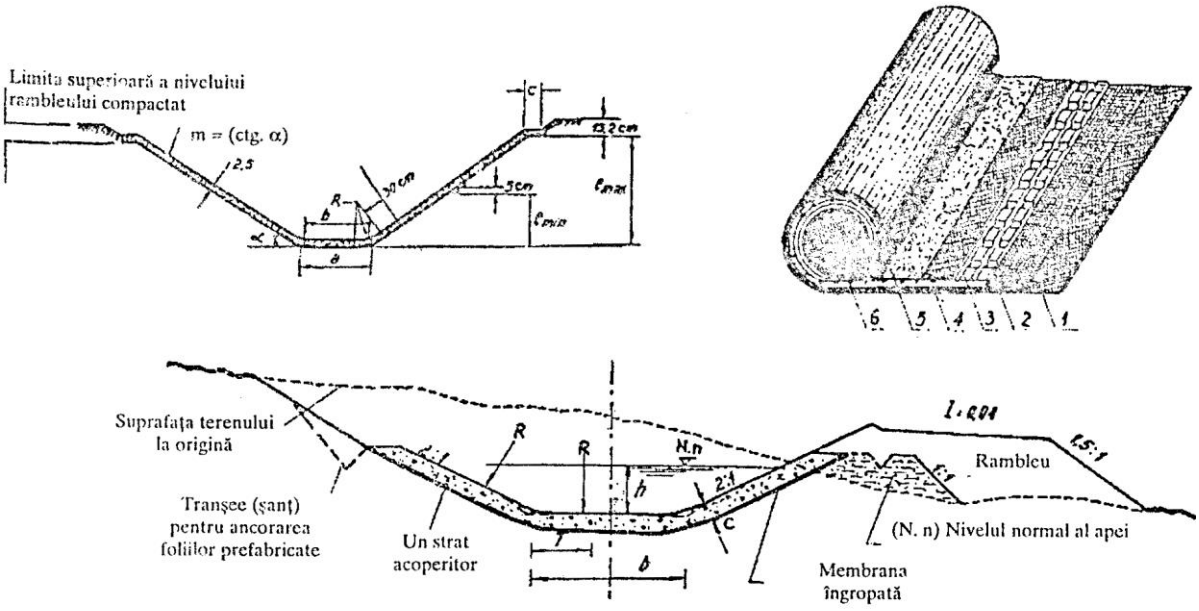
Pentru realizarea egalităţii $P_c = P_e$ este necesar să fie făcută compensarea puterii disponibile $P_d$, prin umplerea şi golirea lacului, după cum se vede în fig. 31.10.f$_1$.

În cazul uzinei speciale care deserveşte irigaţia (fig. 31.10.f$_2$), dacă puterea disponibilă naturala $P_d$ se aseamănă cu cea din fig. 31.10.f$_1$, cea exploatată $P_e$ diferă total. În perioada de vegetaţie (martie-septembrie), când rezerva de apă este consumată, puterea produsă $P_e$ este mult superioara celei din lunile de toamnă şi iarnă (octombrie-februarie). Curba de consum energetic $P_c$ fund aceeaşi ca şi în fig. 31.10.f$_1$, rezultă că energia obţinută în epoca irigaţiilor $E_{ir}$ nu poate fi total consumată pe reţeaua obişnuită, trebuind să fie deci folosită şi astfel.

Puterea excedentară rezultată $P_{ir}$, dată de diferenţa ordonatelor $P_{ir} = P_e - P_c$ (kW), poate fi folosită pentru nevoile agriculturii şi irigaţiei.

Deficitul de putere din lunile de iarnă $P_t = P_e - P_c$ trebuie acoperit de uzine de rezervă (termoelectrice sau hidroelectrice de vârf, care vor debita energia $E_a + E_a$). În felul acesta se poate realiza un sistem mixt de irigaţie, sistemul legat de sursă, pe care s-a amenajat uzina specială ce primeşte debitul $Q_{it}$, cu care se irigă gravitaţional suprafaţa $S_1$, şi sistemul independent $S_2$, care poate fi amplasat oriunde faţă de aducţiune, deoarece alimentarea sa se face prin pompare, cu ajutorul energiei electrice produsă excedentar în perioada de vegetaţie de uzina specială.

Puterea necesară de pompare a apei dintr-o sursă aşezată mai jos decât suprafaţa de irigat va fi:




Raportul $b : h$, în general 4 : 1
Taluzul 2 : 1 reprezintă un caz limită; 3 : corespunde valorii normal recomandate

**Fig. 31.10.** Condiţii şi soluţii de impermeabilizare a canalelor de irigaţii: a – Secţiune transversală trapezoidală normalizată pentru canale în scop de impermeabilizare; b – Secţiune prin şapa „Acco": 1 – bitum; 2 – pânză de sticlă; 3 – aluminiu; 4 – bitum; 5 – ţesătură de sticlă; 6 – bitum; c – Secţiune transversală pentru instalarea unei îmbrăcăminţi de membrană îngropată

$$P_p = 9{,}81 Q_p H_p \cdot \frac{1}{\eta} \text{ (kW)} \qquad (31.45)$$

în care:

$Q_p$ este debitul mediu pompat, cu care se poate iriga suprafaţa $S_2$, în m/s;

$\eta = \eta_t \cdot \eta_h \cdot \eta_e \cdot \eta_p$ – randamentul global, egal cu produsul randamentelor transportului electric $\eta_t = 0{,}95$, hidraulic $\eta_h = 0{,}90$, al electromotoarelor $\eta_e = 0{,}89$, al pompelor $\eta_p = 0{,}8$;

$H_p$ – înălţimea medie a terenului de irigat, în m (echivalentă, teoretic, cu cea de pompare).

Din cele de mai sus se poate determina mărimea suprafeţei totale de irigat mecanic $S_2$, în funcţie de normele medii de irigaţie $M$:

$$S_2 = \frac{V_p}{M}$$

în care:

$V_p$ este volumul pompat în perioada $T$ de irigaţie ($V_p = Q_p T\, 86.400$).

Consumul specific de energie $K_s$ va fi:

$$K_s = \frac{E_{ir}}{V_p} \text{ (kWh/m}^3 \text{ apă)} \qquad (31.46)$$

# 31.4. IMPERMEABILIZAREA CANALELOR DE IRIGAŢII

## 31.4.1. NECESITATEA IMPERMEABILIZĂRILOR[1]

Modernizarea sistemelor de irigaţii, prin reglarea automată a debitelor şi nivelelor, implică rezolvarea unui mare număr de probleme printre care se enumeră şi aceea a impermeabilizării biefurilor în vederea prezervării volumelor de apă aferente. De asemenea, problema reducerii sau înlăturării totale a infiltraţiilor prin perimetrul canalului se pune, în orice sistem de irigaţii, chiar în regim de exploatare neautomat.

În general, problema impermeabilizării canalelor de irigaţii este dictată de o serie de cerinţe ca:

– necesitatea reducerii la maximum a apei pierdute prin infiltraţii; se ştie că, în canalele necăptuşite, pierderile de apă prin infiltraţii variază în limite largi, între 5 şi 40% din cantitatea totala de apă derivată;

– prevenirea înmlăştinării terenurilor adiacente şi reducerea cheltuielilor de drenaj;

– reducerea dimensiunii canalelor şi a costului lucrărilor de artă;

– capacitatea de transport se dublează la canalele betonate (tabelul 31.7);

– reducerea cheltuielilor de întreţinere şi de exploatare constituie, de asemenea, un factor esenţial care trebuie avut în vedere la proiectarea impermeabilizării canalelor.

Eficienţa impermeabilizării va rezulta, în final, dintr-o judicioasă analiză tehnico-economică.

**Tabelul 31.7.** Capacitatea relativă a canalelor betonate şi necăptuşite

| Lăţimea la fund a canalului (m) | Adâncimea apei (m) | Debitul transportat ($m^3$/s) | |
|---|---|---|---|
| | | cu căptuşeală de beton | necăptuşit |
| 0,30 | 0,45 | 0,40 | 0,23 |
| 0,90 | 0,60 | 1,27 | 0,71 |
| 1,20 | 0,75 | 2,40 | 1,33 |
| 1,50 | 0,90 | 4,00 | 2,24 |

## 31.4.2. DETERMINAREA PIERDERILOR DE APĂ PRIN INFILTRAŢIE

Indicii cantitativi, utilizaţi pentru caracterizarea pierderilor de apă din canalele de irigaţii, sunt:

– viteza de coborâre a nivelului apei sau infiltraţia statică, măsurată în cm/zi şi notată prin $I_s$.

– debitul unitar infiltrat $q_s$, care poate fi exprimat în $m^3$/s şi km sau l/s şi km; relaţia de recurenţă între viteza de coborâre a apei şi debitul unitar infiltrat este:

$$I_s = \frac{q_s}{B}$$

în care:

$B$ reprezintă lăţimea canalului la nivelul apei.

Cantitatea de apă infiltrată se mai exprimă prin:

– volumul infiltrat în 24 ore pe unitatea de suprafaţă a perimetrului muiat ($m^3/m^2 \cdot 24$ h);

– volumul infiltrat în 24 ore pe unitatea de lungime a canalului ($m^3/m \cdot 24$ h);

– procentajul debitului total pe km de canal.

În cazul proiectării unui canal, evaluarea pierderilor prin infiltraţie se poate face prin mai multe metode ce se grupa astfel: 1) formule empirice; 2) soluţii obţinute prin aproximaţii analitice; 3) soluţii deduse prin metoda analogiei electrice.

[1] Impermeabilizarea şi căptuşirea canalelor, noţiuni cu atribuţiuni diferite, fiind realizate concomitent – printr-o singură acţiune în majoritatea sistemelor noastre de irigaţii, se confundă în tehnica curentă.

## 31.4.3. TIPURI DE ÎMBRĂCĂMINŢI

În funcţie de pierderile de apă, de dimensiunile canalului, de importanţa tehnico-economică a lucrării, ca şi de alţi factori, se aleg diferite tipuri de îmbrăcăminţi, stabilindu-se totodată principiile şi normele de execuţie (fig. 31.10 a, b,c).

Îmbrăcăminţile canalelor se pot împărţi în următoarele categorii: îmbrăcăminţi cu suprafaţă dură, membrane neîngropate, îmbrăcăminţi din membrane îngropate, îmbrăcăminţi din pământ.

Îmbrăcăminţile cu suprafaţă dură se execută din beton, beton armat, dale de beton prefabricate, din solciment, beton-bituminos, îmbrăcăminţi bituminoase prefabricate, îmbrăcăminţi din cărămizi, din piatră. Se utilizează secţiuni transversale tipizate (tabel 31.8 şi fig. 31.10.a), îndeosebi pentru canalele de distribuţie secundare, pentru a se putea uniformiza procesele tehnologice (cu maşini Dingler şi Rahco ş.a.).

**Tabelul 31.8.** Secţiuni de canale normalizate

| Secţiunea | $m$ (ctg) | $a$ (cm) | $B$ (cm) | $c$ (cm) | $e_{min}$ (cm) | $e_{max}$ (cm) | $R$ (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $A_1$ | 1 | 36 | 30,5 | 10,2 | 38,1 | 76,2 | 22,9 |
| $A_2$ | 1 | 66 | 61,0 | 10,2 | 38,1 | 76,2 | 45,7 |
| $B_2$ | 1,5 | 65 | 61,0 | 15,2 | 61,0 | 112,0 | 45,7 |
| $B_3$ | 1,5 | 95,3 | 92,0 | 15,2 | 68,5 | 137,0 | 45,7 |
| $B_4$ | 1,5 | 126,0 | 112,0 | 15,2 | 83,8 | 167,6 | 45,7 |
| $B_5$ | 1,5 | 155,2 | 152,0 | 15,2 | 92,0 | 184,0 | 45,7 |
| $B_6$ | 1,5 | 187,0 | 184,0 | 15,2 | 106,5 | 213,0 | 45,7 |

Tipurile de dale folosite în prezent în tehnica amenajărilor de irigaţii din ţara noastră sunt indicate în tabelul 31.9 şi rosturile sunt obturate, de obicei, cu mastic bituminos sau cu mortar de ciment. Dacă rosturile sunt bine etanşate, pierderile de apă pot să coboare până la 0,03 $m^3$ pe $m^2$ în 24 ore.

**Tabelul 31.9.** Dimensiunile dalelor, marca betonului şi a oţelului

| Tipul dalelor | Dimensiuni (cm) | Marca betonului | Marca cimentului | Marca oţelului |
|---|---|---|---|---|
| Dale din beton simplu, prefabricate | 50 x 50 x 6<br>40 x 25 x 6<br>40 x 30 x 6 | B. 200 | P. 400 | – |
| Dale de beton armat, prefabricate | 200 x 300 x 8<br>100 x 200 x 7<br>100 x 150 x 7 | B. 200 | | OB. 38 |

Dalele se folosesc şi pentru protejarea foliei, ambele rezolvând cu bune rezultate impermeabilizarea canalelor. Îmbrăcăminţile din membrane neîngropate constau din foi subţiri de bitum, materiale plastice sau cauciuc sintetic. Membranele (şapele) din bitum sunt de tipul unor covoare de bitum armate cu fibre de sticlă, cu lăţime de 1 m şi lungime de 7 m (tipul ACCO, fig. 31.10.b) şi care se folosesc limitat în cazuri speciale.

Îmbrăcăminţile din membrane îngropate-acoperite ca bitumul pulverizat pe loc, materialele asfaltice prefabricate, materialele plastice, cauciucul sintetic, argila şi bentonita, constituie mijloace de protecţie eficace împotriva infiltraţiilor, cu o durată lungă de funcţionare, dacă se îndeplineşte condiţia de a fi corect executate şi bine acoperite – protejate.

Pentru un caz-tip de instalare a unei îmbrăcăminţi de membrană îngropată, secţiunea transversală a canalului se prezintă ca în fig. 31.10c.

Materialele folosite frecvent sunt policlorura de vinil plastifiată (FVC), polietilena şi cauciucul butyl. Îmbrăcăminţile din pământ se realizează din pământ compact, din pământ stabilizat şi pus în operă, din amestecuri de argilă, din soluri amestecate cu unii aditivi pentru stabilizare (produşi chimici, asfalturi, derivaţi ale industriei petroliere).

îmbrăcăminţile groase din pământ compact constituie un mijloc puţin costisitor, dar eficace de reducere a infiltraţiilor. Execuţia lor se realizează cu pământuri alese convenabil (ca distanţă şi natură) fundul canalului şi taluzele fiind compactate în straturi orizontale succesive, care nu depăşesc 15 cm grosime după compactare. Grosimea îmbrăcăminţii, măsurată perpendicular pe taluz, poate să varieze de la 50 la 100 cm, în funcţie de dimensiunile canalului, în timp ce pe fundul canalului este de 30 până la maximum 60 cm.

## 31.4.4. ASPECTE TEHNICO-ECONOMICE PRIVIND ALEGEREA ÎMBRĂCĂMINŢILOR

Faţă de gama largă de tipuri de îmbrăcăminţi, îmbogăţite continuu de tehnica modernă, alegerea unui anumit tip de material pentru impermeabilizarea canalelor are la bază un calcul tehnico-economic. De exemplu, N.A. Kosteakov consideră că cheltuielile anuale datorate îmbrăcăminţilor (cu includerea amortismentelor) nu trebuie să fie mai mari decât costul anual al apei economisite prin intermediul acestora. După acest autor, este suficient să se respecte relaţia:

$$c \le 86,4 \frac{Q \cdot \tau \cdot A \cdot t}{P \cdot r} \text{ (lei/m}^2\text{)} \qquad (31.47)$$

în care:

$c$ este costul admisibil al îmbrăcăminţii de $1m^2$ suprafaţă de canal;

$Q$ – debitul canalului, în $m^3/s$;

$\tau$ – apa economisită datorită îmbrăcăminţii (pe 1 km de canal, în procente);

$A$ – costul unui $m^3$ de apă;

$t$ – numărul zilelor de funcţionare a canalului în timpul anului;

$P$ – perimetrul căptuşit (îmbrăcat);

$r$ – rata de amortizare a investiţiei cheltuielilor de impermeabilizare.

A. Bandini propune un calcul economic mai complet, analizând diferite situaţii în ceea ce priveşte volumul de terasament. Luând în consideraţie cheltuielile pentru un canal îmbrăcat şi altul neîmbrăcat, el stabileşte diferite relaţii de calcul; de exemplu, pentru un teren orizontal, când secţiunea canalului este în întregime în debleu, se stabileşte relaţia:

$$k_l \le \frac{H}{P}\left[\frac{aL}{(1-s)mL_1} - mka_1\right] \qquad (31.48)$$

în care:

$$k_l = \frac{C_l}{C_a + C_p + C_n}$$

unde:

$$C_l = C_l^{'} \cdot u \cdot r$$

este costul îmbrăcăminţii pe unitatea de suprafaţă $c_l^{'}$ x x costul mărit, considerând dobânda la investiţie $u$ x x coeficientul pentru calculul ratei de amortizare $r$;

$$C_a = C_a^{'} \cdot u \cdot r$$

$C_a^{'}$ – costul unitar al săpăturii

$$C_p = C_p^{'} \cdot u \cdot r$$

$C_p^{'}$ – costul pentru protejarea zonei pe unitatea de volum la canalul necăptuşit

$C_n$ – costul anual al întreţinerii canalului neîmbrăcat pe unitatea de volum

$H$ – înălţimea totală a canalului

$P_c$ – perimetrul căptuşit al canalului

$$a = \frac{w^2}{h^2} =$$

$$= \frac{\text{secţiunea transversală a canalului necăptuşit}}{\text{adâncimea apei în canalul necăptuşit}}$$

$L$ – lungimea canalului

$S$ – coeficientul de pierderi prin infiltraţii

$$m = \frac{h_e}{h} =$$

$$= \frac{\text{adâncimea apei în canalul căptuşit}}{\text{adâncimea apei în canalul necăptuşit}}$$

$k = \frac{C_{ac} + C_{pe} + C_{ne}}{}$ = raportul între cheltuielile respective pentru canalele îmbrăcat şi neîmbrăcat

$$a = \frac{w^2 e}{h_e^2}$$

$\omega_e$ – secţiunea transversală a canalului căptuşit;

$h_e$ – adâncimea apei în canalul căptuşit.

Se observă că nici formula lui Bandini nu ia în consideraţie parametrii caracteristici calculului unui indice de eficienţă economică pentru diferite tipuri de căptuşeli. Aceşti parametri constau în: economia costului pompării, realizată din reducerea energiei consumate în cazul impermeabilizării canalului; economia de amortisment obţinută la staţia de pompare; economia de amortisment a investiţiilor în terasament; amortismentul investiţiei de impermeabilizare.

## 31.5. DRENAREA FUNDAŢIEI CANALELOR DE IRIGAŢIE

În cazul când sunt de temut subpresiuni care ar putea deplasa căptuşeala de beton, se face drenarea fundaţiei canalului înainte de execuţia căptuşelii (fig. 31.11.a). Această drenare se execută prin aşezarea unor drenuri cu diametrul de 10-20 cm, la o oarecare adâncime sub fundul canalului, peste care se aşterne un strat de beton slab, de 30 cm. La canalele mai largi se aşează două-trei linii de drenuri pe toată lungimea canalului, în sectorul cu subpresiune.

Liniile de drenuri pot avea pante diferite pe tronsoane de câte 100-300 m (fig. 31.11.b) pentru a se putea evacua o lungime dublă, de 200-600 m, într-un colector transversal şi de acolo într-un cămin de drenaj.

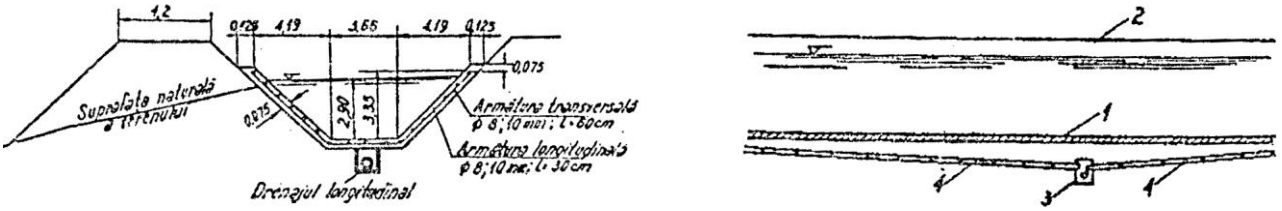



**Fig. 31.11.** Soluţii de drenare a canalelor de irigaţii: a – Impermeabilizarea şi drenarea unui canal de irigaţie; b – secţiune longitudinală printr-un canal betonat şi drenat: 1 – fundul canalului; 2 – cota digului; 3 – drenuri transversale; 4 – drenuri longitudinale.

Capitolul 32

# REŢELE DE DISTRIBUŢIE, PRIN CONDUCTE SUB PRESIUNE, ÎN SISTEMELE DE IRIGAŢII

Reţeaua de distribuţie (R.D.) include ansamblul amenajărilor din cadrul unei suprafeţe reduse, formând o unitate tehnică coerentă, ce cuprinde: staţia de pompare (punere sub presiune) ($St_{pp}$); rezervorul (R); reţeaua de conducte ($R_c$), dominând o suprafaţă de până la 2000 ha (un plot-bloc sau sector sub presiune), cu instalaţiile şi aparatele aferente unei funcţionări automate şi sigure, instalaţiile şi dispozitivele pentru distribuţia apei pe parcele.

## 32.1. SCHEME DE PRINCIPIU ALE TIPURILOR DE REŢELE DE DISTRIBUŢIE CU ELEMENTE COMPONENTE

În tehnica sistemelor moderne de irigaţii cu funcţionare automată sunt diferenţiate numeroase tipuri de scheme ale reţelelor de distribuţie, după o serie de factori naturali şi criterii tehnico-economice.

Ca factori naturali avem: orografia terenului, hidrogeologia şi geotehnica zonei, natura şi poziţia sursei de apă faţă de perimetrul irigabil, direcţia şi intensitatea vântului dominant.

Criteriile tehnico-economice sunt: natura folosinţelor de apă (irigaţii şi alte folosinţe) şi modul de alimentare cu apă; tipul de organizare al unităţilor (masive mari de teren sau de tip parcelar); ipoteza de funcţionare a reţelei (o singură ipoteză de debit sau un ansamblu de ipoteze); caracteristicile echipamentului de udare (lungimi, diametre, debite, presiuni de serviciu); tipul staţiei de punere sub presiune – $St_{pp}$ – (*Q*, *H*, agregate); trasarea antenelor în funcţie de direcţia vântului dominat (trasarea paralelă cu această direcţie măreşte distanţa dintre poziţiile de lucru ale aripilor) sau în funcţie de panta terenului (trasarea pe direcţia liniei de cea mai mare pantă conduce la valorificarea căderii naturale şi la asigurarea amplasării aripilor de udare pe terenuri cât mai plane); adaptarea unor antene cât mai lungi (pentru a creşte distanţa între canalele deschise care alimentează cu apă $ST_{pp}$); trasarea reţelei care să permită o adaptare uşoară a organizării teritoriului la condiţiile de irigaţii (de la 40-60 ha, pentru culturile de câmp, sub 40 ha pentru legume, vii şi livezi şi chiar sub 10 ha, pentru fermieri privaţi); evitarea traversării obstacolelor (drumuri ş.a.) cu echipamentele de udare (în cadrul sectorului de irigaţii) etc.

Întregul complex de situaţii, evidenţiate mai sus, poate constitui criterii în adoptarea tipurilor de scheme de reţele (de distribuţie).

Pentru ca R.D. să poată răspunde la „cererea" beneficiarului (culturii agricole – sol, precum şi alte folosinţe) trebuie să dispună de apă (debite, volume, presiuni) în conformitate cu planurile de exploatare.

Această corelare „răspuns" la „cerere" este asigurată prin echiparea R.D. cu St.-R-$R_c$, inclusiv instalaţiile ce asigură distribuţia automată a apei pe parcelă, telecontrolul şi telecomanda, precum şi siguranţa exploatării.

Rezervorul poate avea volume foarte variate (de la câteva sute de $m^3$ – R de mică capacitate, şi până la câteva zeci şi chiar de mii de $m^3$ – R de mare capacitate).

Primul tip de R se amplasează după $St_{pp}$ (în interiorul $R_c$, putând ocupa trei poziţii: I de trecere, II intermediară, III de capăt-contra-rezervor, fig. 32.1.

Al doilea tip de R se amplasează înaintea $St_{pp}$, de tipul acumulărilor artificiale (bazine sau reţeaua de canale impermeabilizate).

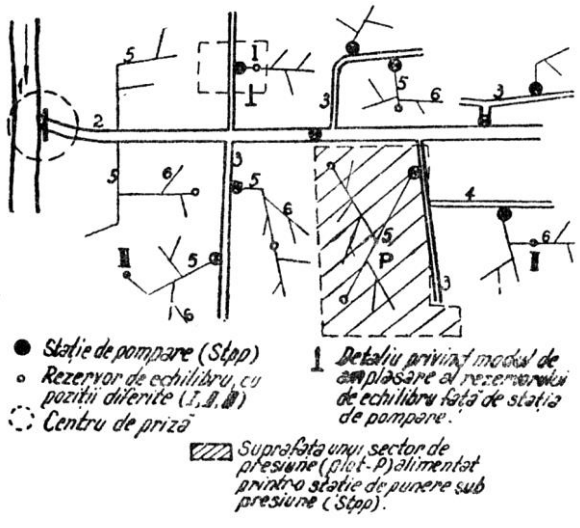



**Fig. 32.1.** Schema unui sistem de irigaţii cu distribuţia automată a apei: 1 – sursă; 2 – canal de aducţiune; 3 – canal de distribuţie; 4 – canal distribuitor secundar; 5 – conductă principală; 6 – conductă secundară.

În funcţie de poziţia altimetrică a R.D. faţă de sursa de apă (canal de aducţiune-rezervor) şi în funcţie de tipul de automatizare adoptat (pe bază de debite, nivele sau mixt), se pot distinge următoarele scheme de conlucrare a $St_{pp}$ cu $R_c$:

1) aducţiunea directă fără rezervor între $St_{pp}$ şi $R_c$
2) aducţiunea cu rezervor între $St_{pp}$ şi $R_c$
3) aducţiunea gravitaţională în $R_c$

În alcătuirea reţelei de distribuţie (R.D.) intră conducte de distribuţie ($D_n$ = 500-1400 mm), conducte principale şi conducte de serviciu – antene – ($D_n$ = = 75-400 mm); în anumite situaţii pot lipsi conductele principale.

În funcţie de consumul de apa, ipotezele de funcţionare, presiunile de serviciu, siguranţa în exploatare, sistematizarea şi panta teritoriului ş.a., reţeaua de distribuţie se poate realiza în principiu, după patru scheme: ramificată, buclată, inelară, cu districte, putându-se uneori adopta şi variante de scheme mixte.

*Schema ramificată* (fig. 32.2.a.b.), mult răspândită în sistemele de irigaţii, prezintă o serie de dezavantaje; nu menţine presiunea de serviciu uniformă în reţea; favorizează depunerea materialului aluvionar fin, la extremitatea conductei, iar la un eventual defect al conductei se scoate din funcţiune întreaga ramificaţie situată în aval, răspunde la o singură ipoteză de debit – simplificată.

*Schema inelară* este compusă din centuri sau inele de conducte de distribuţie, în timp ce conductele principale şi de serviciu pot fi parţial buclate. Asigurând o distribuţie uniformă a presiunilor în reţea şi la prize, ele se pot aplica în sisteme foarte mari de irigaţii, cu toate că sunt scumpe.

În schema ramificată, antenele nu sunt legate între ele. În schema inelară, antenele formează inele prin legarea la extremităţi. În schema mixtă, conductele principale sunt legate în inele, iar cele secundare şi antenele sunt ramificate.

Schema ramificată, deşi prezintă câteva neajunsuri (alimentarea hidranţilor dintr-o singură parte cu scoaterea conductei din funcţiune în caz de avarii, favorizarea depunerii materialului fin aluvionar la extremităţi şi în zonele joase, neacomodarea la schimbarea ipotezelor de debite), este reţinută în prezent în tehnica irigaţiei, datorită lungimii minime de conducte la unitatea de suprafaţă.

Pentru ca R.D. să funcţioneze automat, primind „răspuns" imediat la „cerere", trebuie să se găsească sub presiune continuă, consumul de apă fiind asigurat permanent prin conectări şi deconectări automate ale agregatelor de pompare $St_{pp}$.

Pentru automatizare, cu reglare în regim discontinuu, se foloseşte un rezervor cu nivel liber legat cu conducta de refulare a $St_{pp}$ (fig. 32.3.a.b).

Principiul este următorul: agregatele funcţionează automat (comandate de relee de nivel), în limita a două niveluri de apă în rezervor, cu un număr limitat de porniri şi opriri pe oră. Declanşarea sau anclanşarea agregatelor se face în scară, în funcţie de oscilaţia nivelului apei în rezervor, oscilaţie care este corelată cu regimul de funcţionare din reţea.

Soluţia conduce la un randament excelent, prin alegerea unui domeniu de reglaj $\Delta H$ relativ mic, graţie unui reperaj precis al nivelelor şi funcţionării pe o plajă de randament optim al pompei.

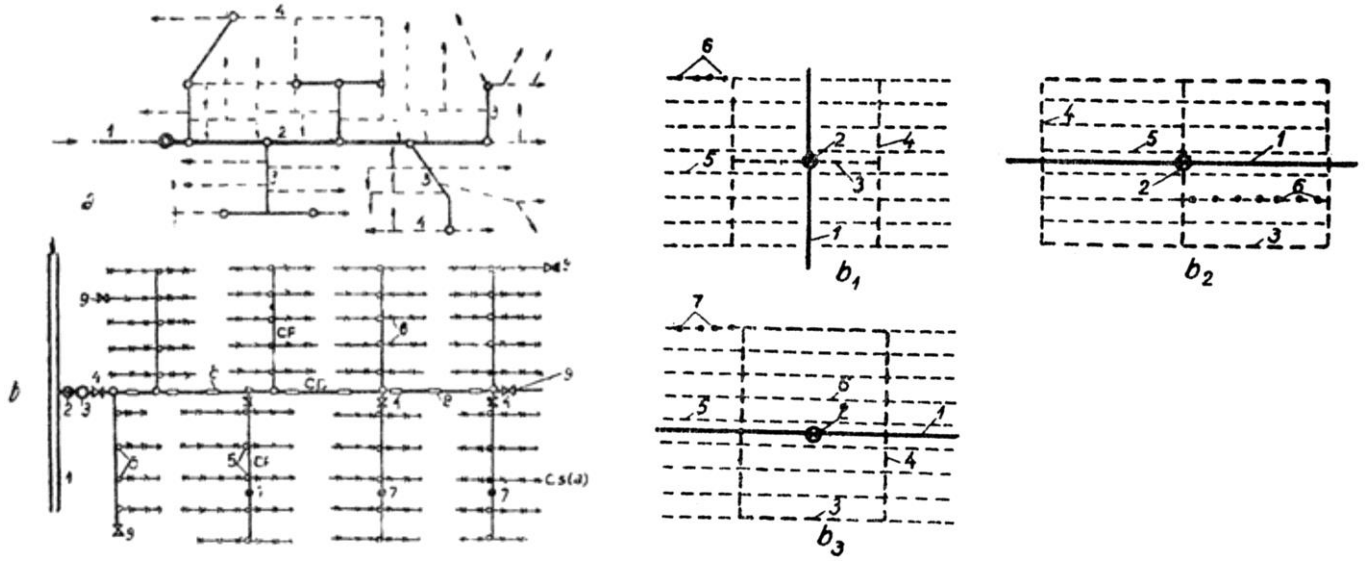
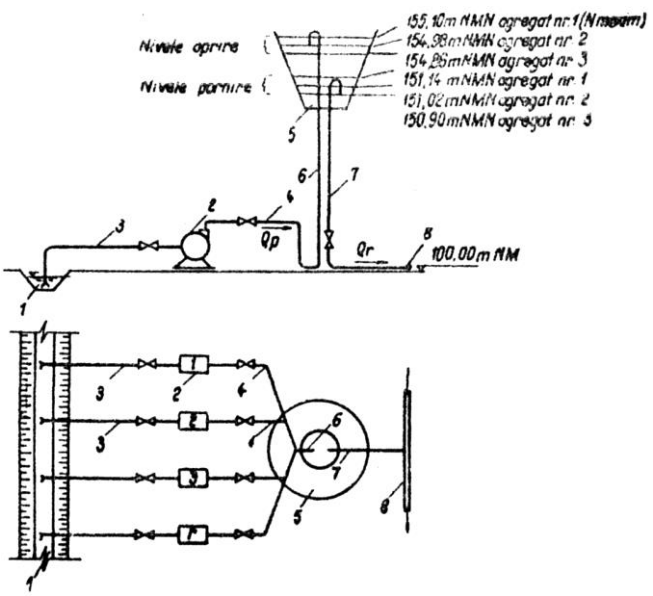
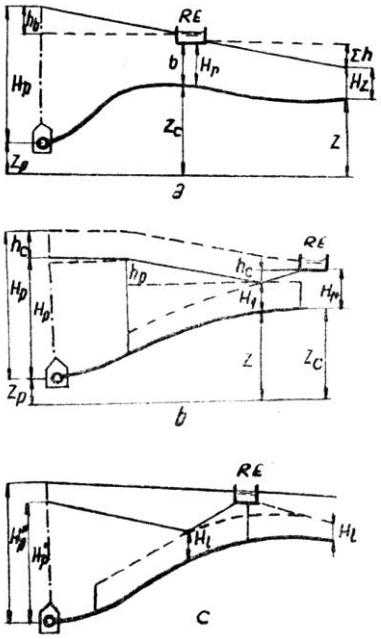



**Fig. 32.2.** Scheme de reţele de distribuţie: a – scheme de reţele de distribuţie de tip ramificat; b – tipuri de scheme de distribuţie folosite frecvent în ţară: $a_1$ – elemente componente ale reţelei de conducte; 1 – aducţiunea; 2 – conducta de distribuţie; 3 – conducta principală; 4 – conducte de serviciu; $a_2$ – elemente componente şi instalaţii de debit şi presiune; 1 – canal deschis; 2 – Stpp, staţie de pompare pentru presiune; 3 – rezervor de echilibru; 4 şi 5 – vane; 6 – prize de apă; 7 – dispozitive împotriva loviturii de berbec; 8 – cămine de vizitare; 9 – vană de golire; CD – conductă de distribuţie: CP – conductă principală; Cs (a) – conductă de serviciu (antenă). $b_1$ – *ramificată:* 1 – canal de distribuţie (CD); 2 – SPP; 3 – conductă principală; 4 – conductă secundară; 5 – antene; 6 – hidranţi; $b_2$ – *inelară:* 1 – CD; 2 – SPP; 3 – reţea inelară activă; 4 – reţea inelară inactivă; 5 – antenă; 6 – hidranţi; $b_3$ – *mixtă:* 1 – CD; 2 – SPP; 3 – reţea activă; 4 – reţea inelară inactivă; 5 – antenă; 6 – antenă inelară; 7– hidranţi.




Exemplu de schemă SPP echipată cu 3+1 grupuri: 1 – canal de distribuţie; 2 – agregat de pompare; 3 – conductă de aspiraţie; 4 – conductă de refulare; 5 – rezervor de echilibru; 6 – conductă sosire; 7 – conductă plecare; 8 – conductă principală.




Schema amplasării rezervoarelor faţă de reţeaua de distribuţie: a – reţea de distribuţie cu rezervor de trecere; b – reţea de distribuţie cu contrarezervor; c – reţea de distribuţie cu rezervor intermediar; RE – rezervor de echilibru.

Fig. 32.3. Scheme de soluţii cu amplasarea SPP şi RE în reţeaua de distribuţie

Amplasarea rezervoarelor de echilibru (fig. 32.3. a, b, c) poate fi: fie lângă $St_{pp}$ şi atunci sunt de tipul castelelor (turnuri) de apă supraînălţate, fie în locuri mai mult sau mai puţin distanţate (de $St_{pp}$), care, prin altitudinile superioare (faţă de $St_{pp}$), permit reducerea înălţimii castelului de apă şi chiar amplasarea cuvei rezervorului la nivelul terenului.

## 32.2. REŢEAUA DE CONDUCTE ($R_C$) PE TERENURI PLANE ($S_1$) ŞI PE TERENURI ACCIDENTATE ($S_2$) CU PRIZE DE APĂ PRIN HIDRANŢI (ÎN $S_1$) ŞI PRIN BORNE DE IRIGAŢIE (ÎN $S_2$)

Proiectarea reţelei propriu-zise implică rezolvarea problemelor legate de:

1) prizele de irigaţie (amplasamente, caracteristici tehnice şi funcţionale);

2) traseele reţelelor de conducte (trasee optime, în funcţie de debite, presiuni, poziţii geografice şi altimetrice, organizare şi sistematizarea teritoriului ş.a.);

3) diametrele optime economice;

4) protecţia reţelei.

Toate acestea trebuie corelate cu necesitatea asigurării la „cerere” a apei de irigat pe parcelă pe de o parte şi cu capacitatea sursei (reţeaua de aducţiune-derivaţii) de a asigura „cererea” reţelei de distribuţie, pe de altă parte.

### 32.2.1. HIDRANŢII ŞI BORNELE DE IRIGAŢIE ($H_i$). SOLUŢII DE AMPLASARE, TIPURI ŞI CARACTERISTICI TEHNICE ŞI FUNCŢIONALE

Într-o reţea de distribuţie, prizele de apă, hidranţi sau borne ($H_i$) ocupă o poziţie centrală ca importanţă, asigurând caracteristicile tehnice ale udării: debitul, presiunea, tehnica de udare şi regimul de exploatare (fig. 32.4.a, b, c).

În procesul de proiectare se pot diferenţia tratări diferite, ca ordine, cu privire la hidranţi şi conductele care transportă apa la hidranţi, făcând deci legătura între aceştia.

În tehnica irigaţiei se pot diferenţia două soluţii de rezolvare a problemei:

*Soluţia I* ($S_1$). În condiţiile agriculturii cu suprafeţe mari irigate, fără delimitări parcelare impuse de diferiţi deţinători, pe terenuri cu relief relativ plan, cu o sistematizare riguroasă a folosinţelor (cu sectoare şi parcele uniforme) reţeaua de conducte poate avea o

repartizare uniformă (de tip rectangular) ca cea din S.I. „Sadova Corabia” (v. fig. 32.10).

În soluţia I, vanele hidrant se amplasează în lungul antenelor, la distanţe egale determinate de caracteristicile echipamentului de udare (aripi aspersiune). În prezent, distanţa uzuală dintre hidranţi este de 72 metri.

În cazul irigaţiei prin scurgere la suprafaţă, vanele hidrant se înlocuiesc cu vane plane („gură de apă”), amplasate la 200-300 m, în funcţie de schema de udare aplicată.

După poziţia faţă de antenă, vana hidrant poate fi (fig. 32.4.a): axială (amplasată pe axul vanei – 1), laterală (amplasată lateral faţă de antenă, cum este cazul la vii, sau atunci când antena este paralelă cu un drum de exploatare, iar udarea se face pe ambele părţi ale drumului – 2) şi de capăt (când este ultima vană hidrant, de la capătul aval al antenei – 3). În fig. 32.4.b sunt date o serie de detalii asupra branşamentului cu hidrant folosit pe scară largă în ţara noastră.

*Soluţia II* ($S_2$). În condiţiile unei sistematizări mai puţin riguroase, în cazul unei agriculturi parcelare, ale unor perimetre cu folosinţe foarte diverse (un complex de asolamente, industrii prelucrătoare agroalimentare sau de alt gen ş.a.) sau dacă există un relief neregulat (zone de dealuri, coline etc.) este necesar să se privească reţeaua de conducte ca având rol de legătură între hidranţi (prize) şi atunci se amplasează mai întâi hidranţii (prizele), apoi conductele, amplasarea urmărind traseul optim economic.

În soluţia II, când amplasarea $H_i$ este prioritară, se pot adopta hidranţi cu mai multe prize şi cu regulator de presiune comun, de tipul bornelor de irigaţie (fig. 32.4.c). Acestea deservesc concomitent mai multe parcele (1-4) sau folosinţe agroalimentare, industriale, igieno-sanitare etc.

*Debitul de hidranţi.* În cazul soluţiei I, $H_i$, amplasându-se la distanţe egale (de exemplu 72 m) şi deservind suprafeţe egale, debitele sunt egale la toţi $H_i$ de pe o antenă (conductă de serviciu). În soluţia II, debitul depinde de mărimea şi forma parcelelor deservite de fiecare priză şi este stabilit odată cu proiectarea planului de amplasare a prizelor de irigaţie.

*Presiunea la hidranţi.* Paralel cu stabilirea debitelor se calculează şi presiunile pentru fiecare perimetru. Se urmăreşte stabilirea unei presiuni optime, aceasta fiind rezultatul unei analize tehnico-economice a celor doi parametri: costul reţelei îngropate şi costul reţelei de suprafaţă. Calculul presiunilor optime se face ţinându-se seamă de ansamblul costurilor: investiţii şi cheltuielile de exploatare.

În tehnica irigaţiei din cadrul sistemelor automatizate se adoptă ca presiune optimă în amontele hidrantului de irigaţie cea cuprinsă între 30 şi 45 m CA.

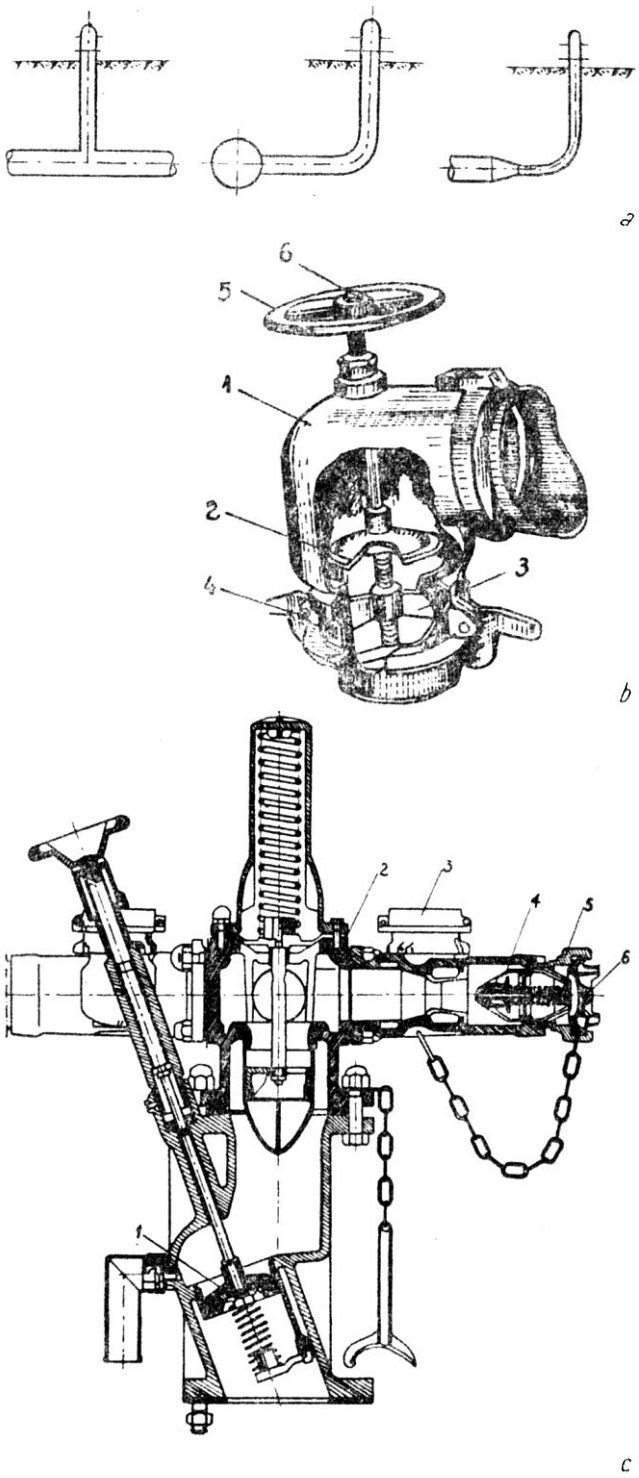



**Fig. 32.4.** Prize de apă pentru conductele sub presiune:
a – Amplasarea vanei hidrant: 1 – axială; 2 – laterală; 3 – de capăt;
b – Hidrantul: 1 – corpul hidrantului din aliaj de aluminiu, anticoroziv şi foarte rezistent; 2 – diafragmă oscilantă, cu etanşare de cauciuc; 3 – suport cruce pentru şurub; 4 – fixatoare; 5 roată de manevră; 6 – ax elicoidal;
c – Borna de irigaţie tip Aster; 1 – vană comună; 2 – regulator de presiune; 3 – contor $D_n$ 60 mm; 4 – regulator de debit; 5 – racord tip Guillement $D_n$ = 65 mm; 6 – priză (gură de apă) cu dop.

## 32.2.2. TIPURI DE REŢELE ŞI TRASEE

Reţeaua de conducte, constituită din conducte îngropate sub presiune, se poate trasa în cele două soluţii enunţate anterior.

$S_1$ – în condiţiile unei agriculturi mari, neparcelare, când reţeaua adoptată poate fi uniformă – rectangulară, cu antene paralele între ele (de exemplu S.I. Sadova-Corabia).

$S_2$ – în condiţiile unei agriculturi parcelare, ca şi pe terenuri cu relief neregulat, când reţeaua adoptată este neregulată, având rolul de legătură între $H_i$– (prize).

### 32.2.2.1. Tipuri de reţele şi trasee în soluţia ($S_1$)

Pentru S, (agricultură în masive mari, irigată, neparcelară, pe terenuri cu relief relativ plan şi folosinţe agricole riguros sistematizate), proiectanţii elaborează scheme rectangulare, pe ploturi sau blocuri de formă dreptunghiulară, cu suprafeţe normalizate şi cu antene paralele între ele.

De exemplu, pentru S.I. Ialomiţa-Călmăţui, I.S.P.I.F. Bucureşti a adoptat: $S_p$ = 1.700 ha, cu 2 x 6 antene, având L = 2.460 m şi D = 612 m, (fig. 32.5)

*Trasee ale reţelelor de distribuţie de „iostsa" şi „înaltă"presiune. Probleme de ansamblu.* Schemele de reţele de distribuţie folosite frecvent *în* sokiţa 1, la noi în ţară sunt de tip ramificat rectangular atât pentru reţelele de joasă presiune, cât şi pentru reţelele de înaltă presiune (fig. 32.6)

Schema cu conducte îngropate de „joasă presiune" poate deservi toate cele trei metode de irigare: scurgere la suprafaţă – brazde, fâşii (putând folosi conducte flexibile sau rigide în locul aripilor de udare specifice aspersiunii) prin picurare şi chiar prin aspersiune, cu agregate, semistaţionare. Elementele componente ale schemei de „joasă presiune" sunt:

– priza de apă (de tip gravitaţional sau prin pompare);

– canale de aducţiune şi derivaţii;

– staţia de punere sub presiune $St_{pp}$ (cu instalaţiile anexe necesare menţinerii presiunii în reţea şi „răspunsului" la „cerere"), care este indicat să se amplaseze pe cât posibil în mijlocul plotului sau sistemului pe care-l deserveşte. În cazul sistemului de „joasă presiune", $St_{pp}$ deserveşte o suprafaţă medie de 500-1000 ha, cu presiunea de 1-2,5 at în conductele de distribuţie (ordinul I);

– reţeaua de conducte, care asigură transportul apei de la $St_{pp}$ şi distribuţia la teren la prizele de apă.

Reţeaua de conducte este constituită după atribuţiuni şi mărimi ($D_n$, $H_s$, $L$) din:

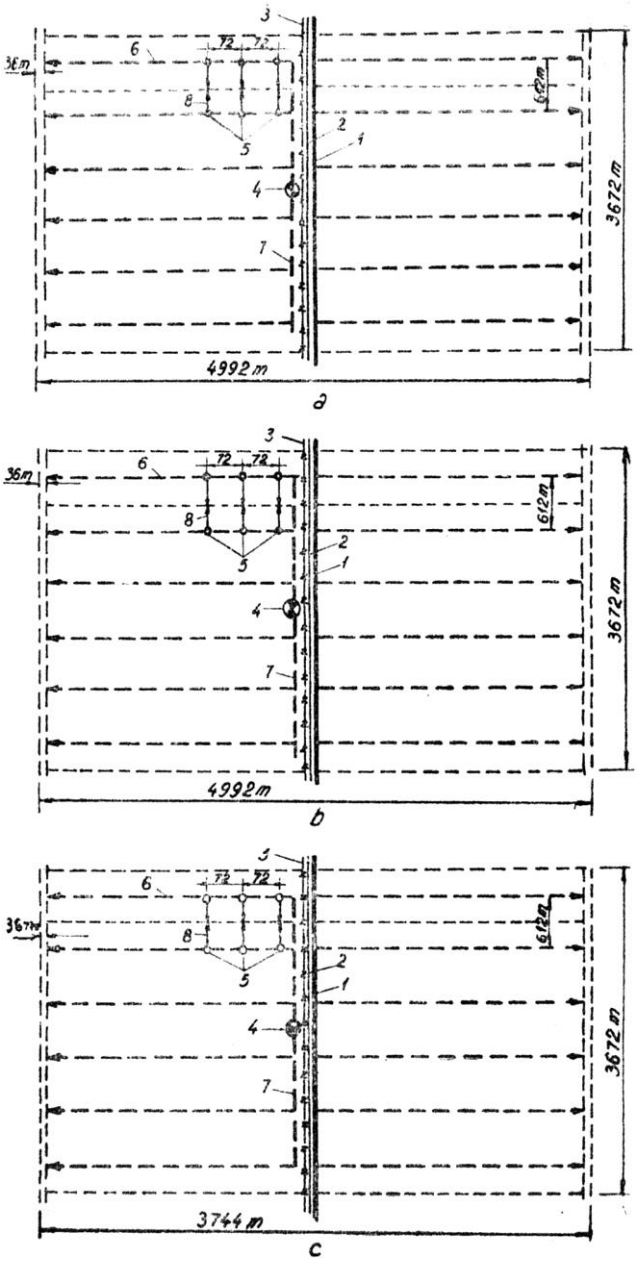



**Fig. 32.5.** Scheme tip de amenajare a ploturilor în sistemul de irigaţii Ialomiţa – Călmăţui ($S$ = 140.000 ha). *a* – plot tip pe soluri zonale (revenire 13 zile, 8 aripi/antenă); *b* – plot tip pe soluri freatice umede (revenire 13 zile, 8 aripi/antenă); *c* – plot tip pe soluri nisipoase (revenire 8,5 zile cu aripi alterne); 1 – canal de alimentare; 2 – drum de exploatare; 3 – linie electrică de alimentare; 4 – staţie de punere sub presiune; 5 – hidranţi; 6 – antenă cu 8 aripi (4"); 7 – conductă principală; 8 – aripă de udare.

*Observaţii: Sup. plot*$_{optim}$ = 1.700 ha; $Q_{SPP}$ =800-900 l/s; $q_s$ = 0,754 l/s şi ha; $D_{asp}$ = 18/24 m (cu aspersoare tip Ialomiţa-Călmăţui).

Funcţionare: $V_1 = \frac{20}{24} = \frac{\text{ore udare}}{\text{ore funcţ.SPP + amenajare}}$ pentru anii medii, $V_2 = \frac{22}{24} = \frac{\text{ore udare}}{\text{ore funcţ.SPP + amenajare}}$ pentru anii excesiv de secetoşi. Anul de calcul cu asigurare de 80%.

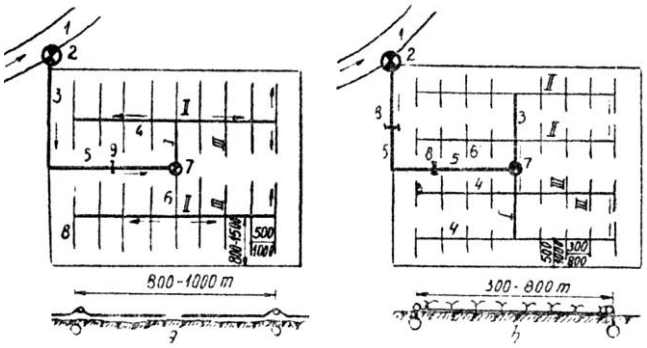



**Fig. 32.6.** Elementele reţelelor de conducte cu presiune: *a – joasă*; 1 – sursa; 2 – staţia de pompare; 3, 5 – canal de aducţiune; 7 – staţie de presiune; 4, 6, 8 – conducte îngropate de joasă presiune de ordinul I, II, III; 9 – construcţii hidrotehnice pe canalul de aducţiune. *b – înaltă*; 1 – sursa; 2 – staţie de pompare; 7 – staţie de punere sub presiune; 5 – canal de aducţiune; 3, 4, 6 – conducte îngropate de înaltă presiune de ordinul I, II, III; 8 – construcţii hidrotehnice pe canalul de aducţiune.

– conducte de distribuţie (ordinul I), care asigură alimentarea întregii suprafeţe afectată unei $St_{pp}$, care pot avea diverse amplasări: „rectangulară",.,radială", în „x" ş.a., cu lungimi cât mai mici;

– conducte principale (ordinul II), care asigură alimentarea unui grup de sectoare cu o suprafaţă de 200-400 ha; acestea se trasează perpendicular pe conducte de ordinul I, respectând o simetrie maximă pe terenurile plane, pentru crearea condiţiilor favorabile de mecanizare;

– conducte terţiare sau de serviciu sau „antenele", după denumirea generalizată (ordinul III), asigură alimentarea unor sectoare de udare. Antenele se trasează perpendicular pe conductele de ordinul II, fiind paralele între ele (cu lungimi de 800-1.500 m şi la distanţele de 500-1.000 m), pentru a se realiza suprafeţe regulate geometric (dreptunghiulare sau pătrate), în raport cu caracteristicile utilajelor de udare, pentru aspersiune sau scurgere la suprafaţă.

Conductele îngropate sunt constituite din elemente prefabricate de diferite diametre şi materiale. Astfel, conductele de ordinul I sunt de tip PREMO (beton armat precomprimat), cu diametre de 400-600-700-800 şi chiar 1.000 mm; conductele de oţel se folosesc numai în condiţii orografice speciale şi când presiunile depăşesc 10 at. Conductele de ordinul II sunt din azbociment, cu diametre frecvente de 200-400 şi chiar 500 mm. Conductele de ordinul III sunt din azbociment, cu diametre uzuale de 80-150 şi chiar 350 mm (pentru două clase de presiune, 6 at şi respectiv 10 at presiunile maxime admise în reţea) şi din mase plastice de presiune: PE.PVC (75-380 mm, care au fost montat prima dată în S.I. „Sadova-Corabia).

Adâncimea de pozare a conductelor, determinată de adâncimea de îngheţ, este, la noi în ţară, de minimum 1,0-1,2 m; se adoptă în mod curent: 1,5-2 m pentru conducte PREMO şi 1,20 m (deasupra generatoarei superioare) pentru conductele de azbociment.

Elementele componente ale schemei de înaltă „presiune" (b), ce diferă de schema anterioară (a), sunt:

– presiunea pe care trebuie s-o realizeze $St_{pp}$ pe reţea este 6-10 at. La hidranţii de legătură (între antenă şi echipamentul mobil de aspersiune), presiunea de serviciu trebuie să fie de 3,5-4-5 at;

– distanţele dintre antene şi lungimea acestora rezultate din caracteristicile tehnice ale echipamentelor de udare variază între 400-800 m ($l_a$ = 200-400 m), respectiv 500-3.000 m.

Acest tip de amenajare s-a aplicat în mari sisteme de irigaţii realizate în ţară: Valea Carasu, Jegălia, Gălăţui-Călăraşi, Pietroiu-Ştefan ce Mare, Terasa Brăilei ş.a.

*Scheme generale de reţele de distribuţie după tipul şi poziţia sursei de alimentare, orografia terenului, sursa de energie* (fig. 32.7. a-g)

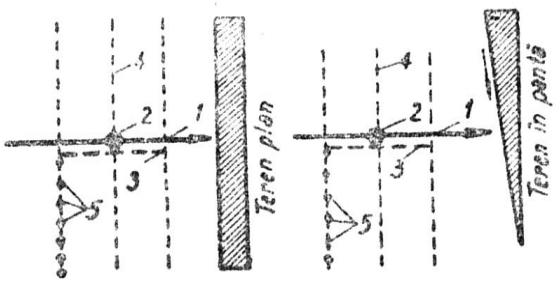
a) Pentru terenuri plane (cu denivelări sub 10 m) sau pentru terenuri cu pantă continuă, care nu produce diferenţe de presiune la aripile de udare mai mari de 10-15%, se pot adopta soluţiile din fig. 32.7.a, respectiv b. De la sursă (canal deschis, râu, lac, apă ($St_{pp}$), amplasată lângă sursă şi refulată în reţeaua de conducte. În cazul soluţiei din fig. 32.7.a, antenele sunt inegale, mai scurte spre zona înaltă şi mai lungi spre zona coborâtoare, diferenţa de lungime fiind condiţionată de pierderea de sarcină impusă de diferenţa de nivel.

b) Pentru terenuri plane sau uşor înclinate spre centrul plotului irigabil, având sursa de apă situată la extremitatea plotului, se poate adopta soluţia din fig. 32.7.b. De la sursă, apa este transportată gravitaţional, printr-un canal deschis, la $St_{pp}$ amplasată în centrul plotului, iar aceasta o refulează în reţeaua de conducte.

c) Pentru terenuri cu uşoară contrapantă ($\Delta H$ < < 10 m) de la sursa de apă se poate adopta soluţia din fig. 32.7.c. Apa este luată direct din sursă prin $St_{pp}$, care o refulează în reţeaua de conducte îngropate, creând totodată şi presiunea necesară funcţionării.

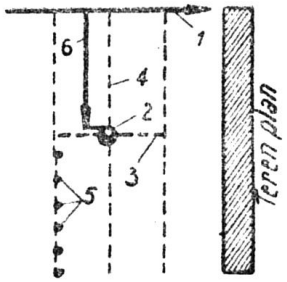
d) Pentru terenuri cu contrapante mari, de la sursa de apă situată la extremitatea plotului, se poate adopta soluţia din fig. 32. 7.d, în care versantul se divide în două sau mai multe zone de presiuni diferite: „A" – pentru presiuni mari, în care se poate adopta aspersiunea, cu folosirea directă a presiunii din reţea (produsă prin $St_{pp}$) şi„B" pentru presiuni mici, în care se poate adopta irigarea prin scurgere la suprafaţă.

Prin repompări (staţii fixe electrice sau agregate termice staţionare, pe linia 6) amplasate în partea frontală a antenelor se poate realiza presiunea necesară aspersiunii şi în zona „B".

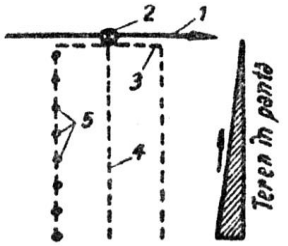



$a_1$ $a_2$

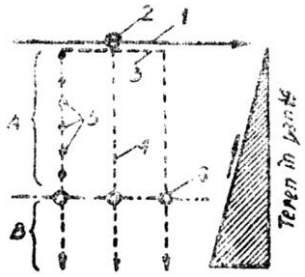
**a.** Schema de amenajare cu conducte, în funcţie de sursă şi panta terenului. $a_1$ – pe teren plan; $a_2$ – pe teren cu pantă continuă; 1 – sursa; 2 – Stpp; 3 – conductă principală; 4 – antenă; 5 – hidranţi.



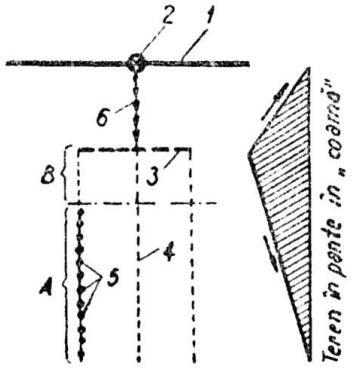

**b.** Schema de amenajare cu conducte pe teren plan, cu canal suplimentar de distribuţie [3]: 1 – sursa; 2 – Stpp; 3 – conductă principală; 4 – antenă; 5 – hidranţi; 6 – canal de distribuţie suplimentar.



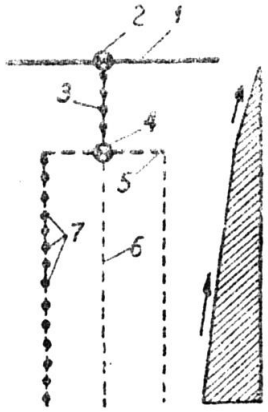

**c.** Schema de amenajare cu conducte pe teren în contrapantă uşoară şi cu Stpp lângă sursa de alimentare. 1 – sursa; 2 – Stpp; 3 – conductă principală; 4 – antenă; 5 – hidranţi



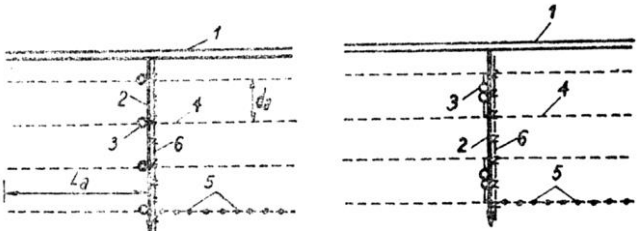

**d.** Schema de amenajare cu conducte pe teren cu contrapantă mare şi cu Stpp lângă sursa de alimentare: A – zonă de presiuni mari; B – zonă de presiuni joase; 1 – sursa; 2 – Stpp; 3 – conductă principală; 4 – antenă; 5 – hidrant; 6 – staţie de repompare.




**e.** Schema de amenajare cu conducte pe teren „coamă" şi cu Stpp lângă sursa de alimentare: A – zona cu presiuni mari; B – zona cu presiuni joase; 1 – sursa; 2 – Stpp; 3 – conductă principală; 4 – antenă; 5 – hidranţi; 6 – conductă de refulare.



**f.** Schema de amenajare cu conducte pe teren în contrapantă, cu Stpp bază şi Stpp; 1 – sursa; 2 – Stpp bază; 3 – conductă de refulare; 4 – Stpp; 5 – conductă principală; 6 – antenă; 7 – hidranţi.



$g_1$ $g_2$

**g.** Scheme de amenajare cu agregate de pompare termice sau electrice: $g_1$ – antene monofilare; $g_2$ – antene în „H"; 1 – CD; 2 – Cds; 3 – agregat de pompare; 4 – antenă; 5 – hidranţi; 6 – linie de alimentare cu energie electrică (LEA) pentru agregate electrice.

**Fig. 32.7.** Scheme de soluţii de amenajare cu conducte în funcţie de panta terenului, poziţia sursei de apă şi agregate de pompare (a, b, c, d, e, f, g).

e) Pentru terenuri cu relief tip „cumpănă de apă” sau în „coamă” şi cu pante mari în ambele direcţii, se poate adopta soluţia din fig. 32.7.c.

Apa, preluată printr-o $St_{pp}$ amplasată la sursă, este refulată pe cotele dominante, de unde trece în reţeaua de conducte, care datorită coborârii (pantei) creează presiunea necesară irigării versantului. Zona „B”, cu presiune mai mică, se poate iriga prin scurgere la suprafaţă sau prin aspersiune, cu ajutorul staţiilor locale de pompare. Zona „A” se poate iriga prin aspersiune, presiunea din reţea fiind suplimentată prin panta terenului.

f) Pentru terenuri cu pante continue şi foarte mari spre sursa de apă, se poate adopta soluţia din fig. 32.7.f.

Apa este preluată din sursă printr-o staţie de pompare de bază, care o refulează într-un bazin, din care, printr-o staţie de punere sub presiune, se alimentează reţeaua de conducte. Metoda de irigaţie poate fi prin aspersiune sau de tip mixt (idem soluţiilor anterioare).

g) Schemele de reţele de distribuţie cu conducte îngropate şi agregate semistaţionare termice şi electrice (fig. 32.7.g).

Aceste scheme includ: canale deschise căptuşite sau necăptuşite, amplasate la distanţe de 2-6 km, în funcţie de lungimea antenelor, agregate de pompare pentru punerea sub presiune, cu acţionare termică (APT 50/60) sau electrice (6 NDS) (într-un amplasament de pompare se pot instala 1-4 agregate); reţeaua de conducte formată din antene cu $D_{n\ max}$ şi cu $L$ = = 1.000-3.000 m, care alimentează aripile de udare prin intermediul hidranţilor.

Antenele fiind dispuse „monofilar” sau în „H” funcţie de condiţiile locale (căi de comunicaţie limite etc.), sunt necesare şi conducte îngropate inactive (de legătură).

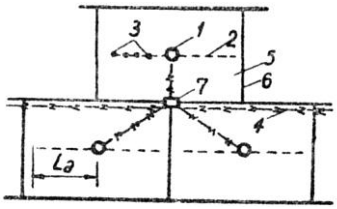
Caracteristicile tehnico-economice ale acestei amenajări sunt:

– suprafaţa deservită de un agregat de pompare este de 50-60 ha pentru agregatul termic şi circa 95 ha pentru cel electric;

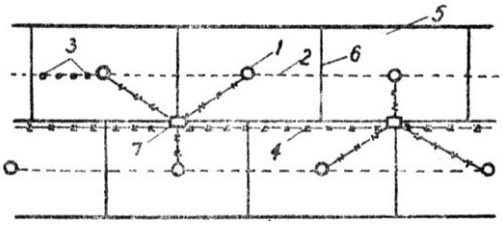
– necesarul de conductă îngropată este de 15-22 m/ha, variind cu lungimea aripii de udare;

– organizarea teritoriului se corelează cu uşurinţă cu această schemă de amenajare, suprafaţa scoasă dm cultură fiind de circa 0,6%.

h) Scheme de reţele de distribuţie alimentate din apa subterană. În cazul terenurilor situate în lunci cu straturi acvifere bogate şi de bună calitate, cu debite permanente şi adâncimi relativ mici, nivel hidrodinamic la 8-10 m sub suprafaţa terenului (lunca Dunării şi a unor râuri interioare), se pot adopta soluţii de distribuţie ca cele schematizate în fig. 32.8.a, b, c.

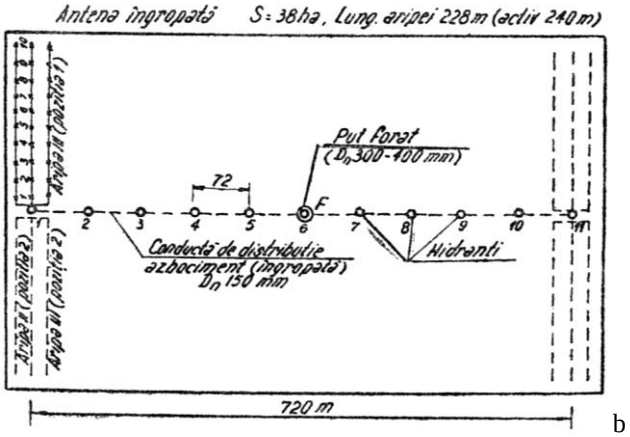



$a_1$

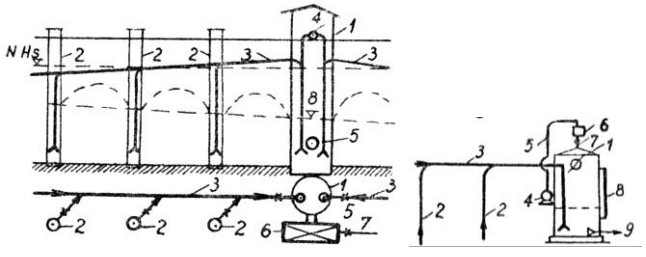


$a_2$

$a_1$ – schema cu conducte (antene) independente la fiecare puţ; $a_2$ – schema cu conductă comună; 1 – puţ format cu agregat de pompare; 2 – conductă (antenă); 3 – hidranţi; 4 – LEA (energie electrică); 5 – sector de irigaţie afectat unui puţ; 6 – limită de sector de irigaţie; 7 – post trafo.




b



$c_1$ $c_2$

$c_1$ – prin conducte sifonate; 1 – puţul colector; 2 – puţuri de drenaj şi irigare; 3 – conductele sifonate; 4 – pompa de vid comună; 5 – conducta de aducţiune la pompe; 6 – cabina pompelor; 7 – conducta de refulare comună; 8 – nivelul hidrodinamic; $c_2$ – cu hidrofor; 1 – hidrofor; 2 – puţuri de drenaj şi irigare; 3 – conducta-sifon; 4 – pompa de vid; 5 – conducta; 6 – supapa automată; 7 – robinet; 8 – sticla de nivel; 9 – refularea.

**Fig. 32.8.** Irigaţii cu ape subterane: a. variante de alimentare cu conducte: $a_1$ – independente, $a_2$ – comune; b. exemplu de schemă a unei reţele de distribuţie alimentată dintr-un puţ pentru $S$ = 38 ha; c. pomparea apei din puţuri în sistem centralizat, $c_1$ – prin conducte sifonate, $c_2$ – cu hidrofor.

Forajele-puţuri, cu $D_n$ = 350-400 mm şi chiar până în 1.200 mm sunt amplasate în şiruri continue, la distanţe variabile, în funcţie de debitul pe care îl au şi de raza de influenţă. Schemele de amenajare folosite sunt de două tipuri:

– cu conducte independente, în care refulează un singur puţ (fig. 32.8.$a_1$).

– cu conductă continuă în care refulează mai multe puţuri (fig. 32.8.$a_2$).

Echipamentul hidromecanic care pompează apa din puţuri în reţeaua de distribuţie cu presiuni de 5-6 at, în cazul aspersiunii, sau 2-3 at, în cazul scurgerii la suprafaţă şi picurării, este de tip submersibil (cu $Q_p$ = = 30-40 l/s şi $N$ = 30-37 kW).

Suprafaţa deservită de un puţ ($S_p$) depinde de debitul agregatului de pompare, respectiv debitul puţului ($Q_p$), care se consideră acceptabil când are valori mai mari de 20 l/s, cu adâncimi forate până la 30-50 m.

În cazul perioadelor cu consum maxim de apă, pentru $Q_p$ = 28 l/s, $q$ = 0,60 l/s ha (corespunzător unei udări timp de 30 zile cu 18 ore/zi) şi η =0,9, rezultă că puţul poate asigura apă pentru suprafaţa:

$$S_p = \frac{Q_p \cdot \eta}{q} = \frac{28}{0,6} \cdot 0,9 \cong 38 \text{ ha}$$

(fig. 32.8.b). Numărul de aripi de udare cu funcţionare concomitentă depinde de debitul puţului, putând varia între 4, pentru debit maxim şi una, pentru debit minim. Acest tip de amenajare se pretează la o automatizare totală a proceselor de udare, în special când grupul de puţuri, cu rol de drenare prin coborârea nivelului freatic, funcţionează în sistem centralizat prin sifoane (fig. 32.8.c).

i) Scheme de reţele de distribuţie cu staţii de punere sub presiune ($St_{pp}$), fără existenţa prealabilă pe teren a reţelei de desecare. Acestea sunt schemele caracteristice ploturilor sau blocurilor de irigaţie sub presiune, cu suprafeţe de 500-3.000 ha (la S.I. Ialomiţa-Călmăţui este de 1.700 ha), alimentate prin $St_{pp}$ acţionate electric, având debite de 500-200 l/s şi înălţimi de pompare de circa 70 m (pot varia între 60-120 m), pentru a asigura la hidranţi presiuni de 3-4,5 at. Canalele deschise sunt amplasate la distanţe de 2-6 km, în funcţie de lungimea antenelor, care în tehnica irigaţiei pot fi: scurte (500-800 m), medii (1.000-1.500 m) şi lungi (2.000-3.000 m).

j) Scheme de reţele de distribuţie cu staţii de punere sub presiune ($St_{pp}$), în cazul existenţei prealabile a reţelei de desecare. Elementele componente ale acestor scheme sunt similare celor anterioare, diferind modul de amplasare, pentru a se putea corela procesele de udare cu reţelele de desecare.

k) Schemă de reţea de distribuţie de tip fix (32.9). Reţeaua de conducte are o amplasare şi o ordine similare schemelor cu $St_{pp}$, prezentate anterior, diferenţa constând în faptul că în această schemă toate conductele sunt fixe (fig. 32.9.a), îngropate.

1) Schema de reţele de distribuţie cu conducte fixe sub presiune, pentru instalaţii de aspersiune de tip „aripi deplasabile". Reţeaua de conducte (de ordinele I, II, III) este similară celor anterioare cu $St_{pp}$, deosebirea constă în faptul că aripa de udare este autodeplasabilă (hidraulic sau mecanic) în jurul hidrantului (fig. 32.9.b).

*Scheme de reţele de distribuţie caracteristice, adoptate în S.I. Sadova-Corabia*. Blocurile (ploturile) standard de irigaţii (fig. 32.10), care predomină în cadrul amenajării Sadova-Corabia, au o suprafaţă de 530 ha, situate de o parte şi de alta a canalelor de irigaţii.

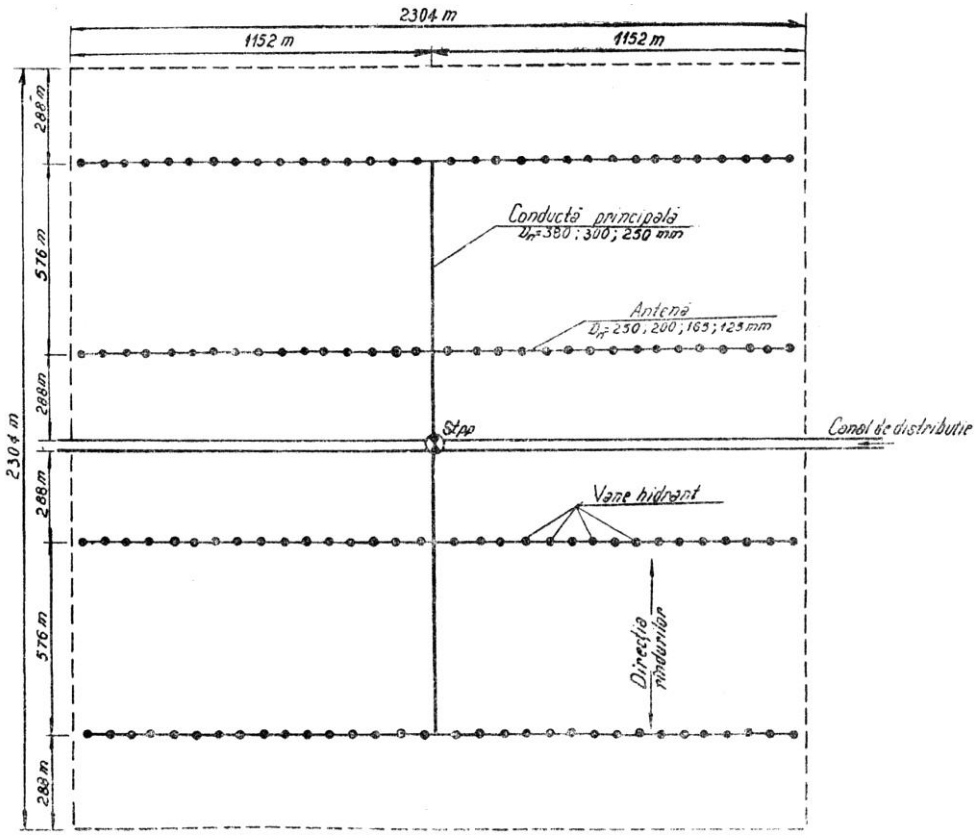



**Fig. 32.10.** Schema de amenajare bloc standard (tip Sadova – Corabia)

### 32.2.2.2. Tipuri de reţele şi trasee în soluţia a II-a ($S_2$)

*Tipuri de reţele de distribuţie în $S_2$, cu problematica traseelor.* Pentru $S_2$ (agricultură parcelară, relief complex şi folosinţe complexe) aspectele economice ale problemei determină soluţionarea ei tehnică.

*Consideraţii asupra debitelor.* Distribuţia apei pe $R_c$ făcându-se în mod curent prin una din metodele: rotaţie – „tur de udare" sau la „cerere", rezultă că stabilirea debitelor de tranzit prin reţea (debit pe un tronson de conductă cuprins între două puncte de prelevare) trebuie să urmeze studiul traseelor şi să premeargă studiul diametrelor.

În cazul primei metode, tur de udare, nu apar dificultăţi, întrucât debitul total într-o secţiune reprezintă suma debitelor prizelor din aval ce funcţionează în acelaşi tur (valoarea maximă).

În cazul metodei a doua, la cerere, unde folosinţele reclamă apa atunci când au nevoie (de exemplu, la cerinţele fiziologice ale plantelor transmise automat reţelei ş.a.) sau când beneficiarul devine liber să ude sau să folosească apa când vrea, debitul de vârf maxim într-o secţiune este egal cu suma debitelor tuturor prizelor situate în aval; dar probabilitatea ca toate prizele să fie deschise concomitent este atât de mică, încât nu este raţional să se dimensioneze reţeaua pentru acest debit maxim.

*Consideraţii asupra diametrelor.* Ultima problemă legată de proiectarea $R_c$ este aceea a alegerii diametrului economic pentru fiecare tronson de conductă, care să satisfacă condiţiile de presiune şi debit la $H_i$ şi dintre toate ansamblele de diametre posibile, numai unul singur, pentru fiecare tronson, este cel mai economic.'

În legătură cu metodele folosite pentru stabilirea diametrelor economice şi cu efectul economic al diferitelor procedee de calcul se aduc următoarele precizări:

Ca metode de calcul se pot distinge: metode continue şi metode discontinue. Prima metodă (continuă) greu de aplicat, conduce la determinarea de diametre oarecare, care trebuie transformate ulterior în diametre normalizate – comerciale.

A doua metodă de optimizare (discontinuă), are o utilizare largă şi uşoară. Această metodă constă în a construi pentru fiecare tronson o curbă caracteristică, reprezentând preţul în funcţie de pierderea de sarcină *P(H),* deci în funcţie de diametru. Curbele caracteristice obţinute sunt curbe poligonale concave (diametrele formează un ansamblu discret). Plecând de la aceste curbe caracteristice, se construieşte (mergând din aval în amonte şi din aproape în aproape) curba caracteristică, a reţelei.

*Consideraţii asupra schemelor de instalaţii de udare alimentate prin prizele bornelor de irigaţie în $S_2$.* În interiorul uneia sau mai multor exploatări, pentru cazul aspersiunii cu aspersoare de presiune medie, pornind de la o priză de apă (bornă) care poate să deservească unul sau mai multe hectare, instalaţia de udare poate fi: mobilă, semimobilă, semifixă şi fixă (fig. 32.11).

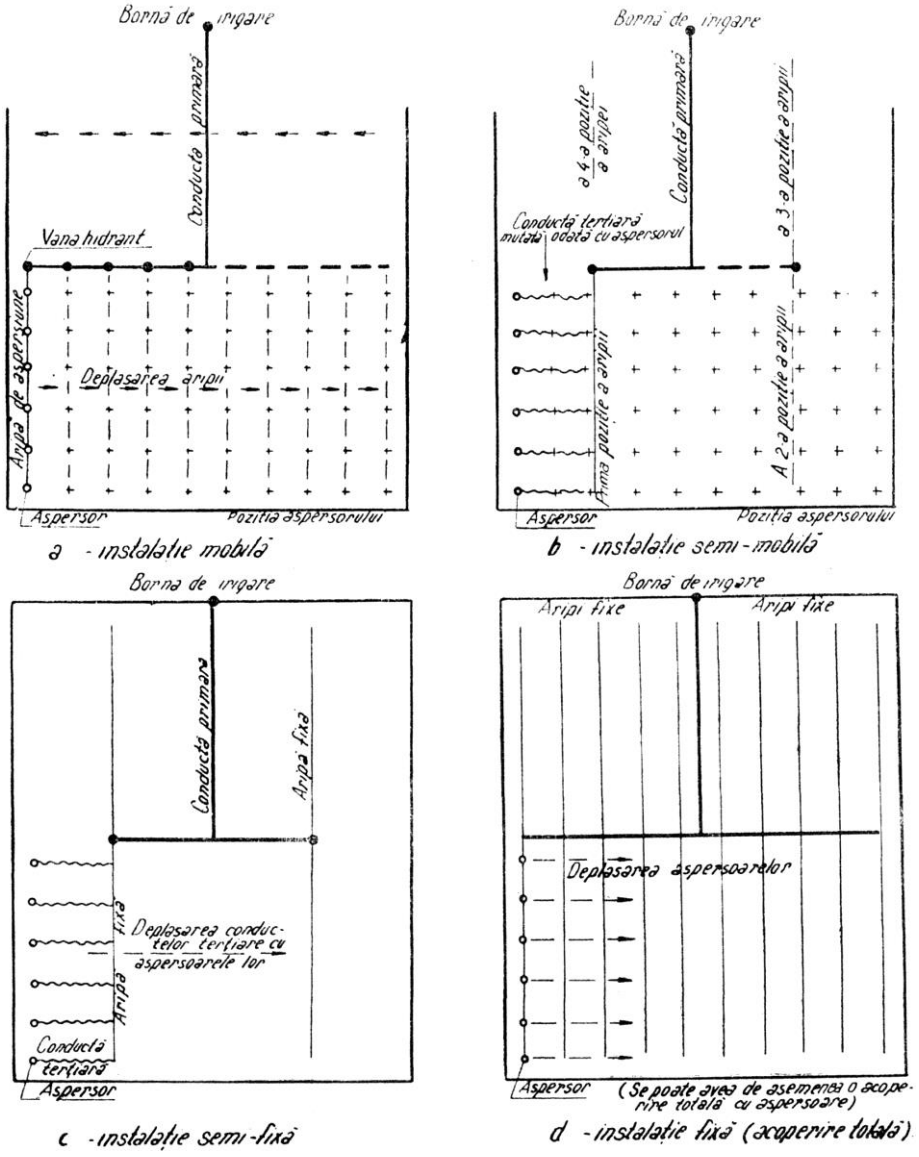



**Fig. 32.11.** Principalele tipuri de instalaţii de udare în soluţia $S_2$.

Conducta primară sau de legătură transportă tot debitul prizei de apă, alimentând conductele secundare sau rampele (aripile) de udare, pe care sunt branşate fie aspersoarele, direct, fie conductele terţiare, care ajung (fiecare) la un aspersor ce se deplasează în acelaşi timp cu conducta terţiară.

Pentru un teren (parcelă) de formă dată, orientarea şi lungimea rampelor de udare diferă după amplasamentul prizei de apă, la marginea sau la centrul terenului, şi după traseul conductei de legătură (primară).

Schemele din fig. 32.11, arată că între soluţiile extreme (ca echipare, cost, investiţii, cheltuieli de exploatare), adică între instalaţia mobilă, în care întregul echipament se mută şi instalaţia fixă, în care se deplasează numai aspersoarele, se înscriu şi alte soluţii intermediare care se pot diversifica încă după posibilităţile financiare şi forţa de muncă de care dispun unităţile beneficiare, fermierul.

Gama de instalaţii este în prezent foarte largă, oscilând între tipurile extensive, cu deplasări (mutări) totale, şi cele intensive, cu instalaţii total fixe sau autodeplasabile, care facilitează introducerea automatizării în tehnica irigaţiei.

*Traseul economic al reţelei de distribuţie de tip ramificat în soluţia $S_2$.* Analizele comparative demonstrează că în cele mai frecvente cazuri se pot realiza economii ce ajung până la 9% (ale preţului unei reţele), în cazul aplicării metodei dezvoltată de M. Rousset, comparativ cu situaţia în care traseul a fost fixat empiric. Metoda se poate executa manual, dar poate fi adaptată pentru calculul cu ordinatorul. Ea se desfăşoară în mai multe faze succesive, care definesc un traseu iniţial ce se ameliorează progresiv, până se ajunge la traseul economic. Adoptarea unui traseu optim-economic permite reducerea lungimii conductelor şi aceasta duce la reducerea diametrelor lor pentru aceeaşi pierdere de sarcină.

Această metodă este utilizată în special când limitele funciare (sistematizarea teritoriului) nu impun restricţii, iar în caz contrar poate fi utilă pentru definirea (trasarea) structurilor principale ale reţelei (reţeaua principală).

Fazele succesive ale metodei sunt (fig. 32.12. a, b, c):

1) traseul prin aproximaţie – traseul nr. 1; 2) traseul la 120° – traseul nr. 2; 3) traseul economic – traseul nr. 3; 4) traseul economic ameliorat.

1. *Traseul prin aproximaţie.* Permite construirea traseului de lungime minimă, având ca vârfuri punctele de livrare a apei (prizele hidranţilor sau bornele de




**Fig. 32.12.a.** Reţeaua de irigaţie sub presiune Vest-Aix (exemplu). Metoda Rousset aplicată în cele trei faze.

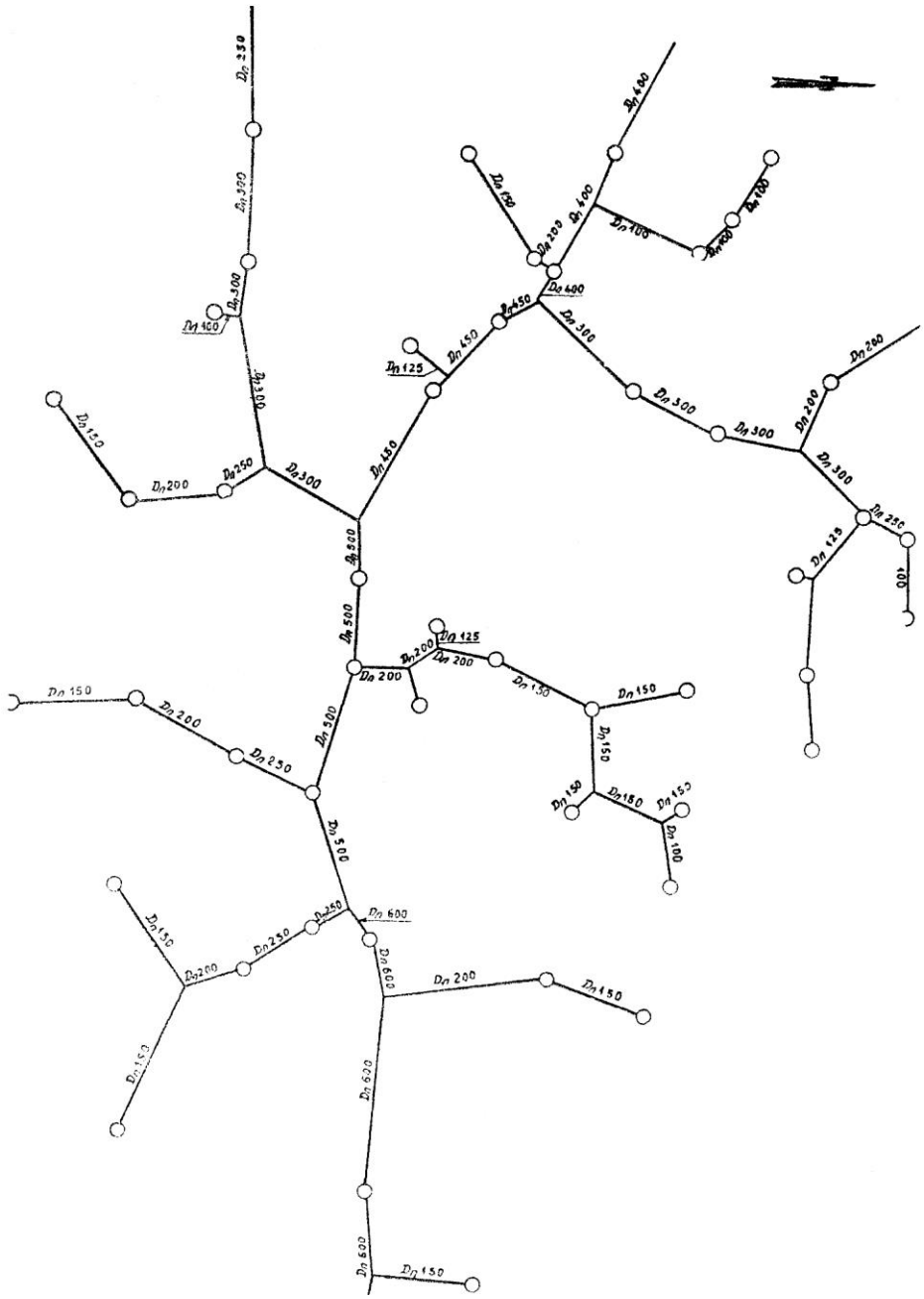


**Fig. 32.12. b.** Reţeaua de irigaţie sub presiune Vest-Aix (exemplu). Traseul economic ameliorat.

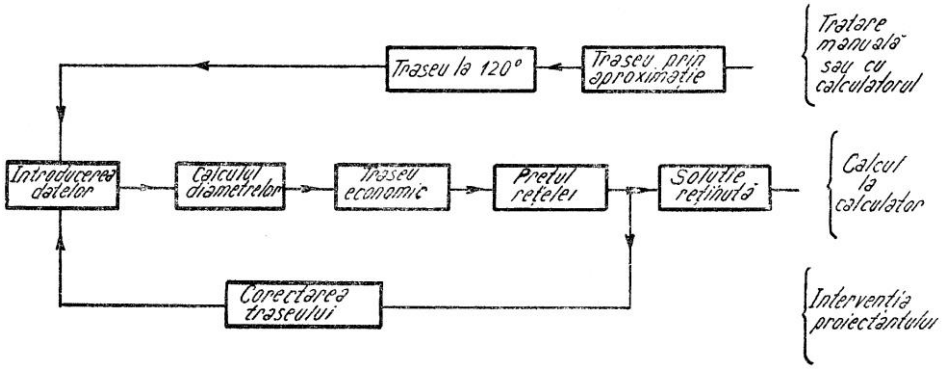



**Fig. 32.12. c.** Reţeaua de irigaţie sub presiune Vest-Aix (exemplu). Schema înlănţuirii fazelor.

irigaţie). Se obţine prin adaptarea practică a unui algoritm clasic al teoriei grafelor: algoritmul Kruskal.

Traseul prin aproximaţie dă o idee destul de precisă asupra alurii generale a reţelei sub presiune; totuşi, uneori, dacă planul cu distribuirea prizelor (bornelor de irigaţie) este foarte neregulat, pot apărea anomalii în joncţiunea unor antene. Aceste anomalii se vor corecta înainte de a continua metoda. Traseul obţinut în această fază este corectat ţinând seamă de limitele existente şi de trecerile interzise – traversări de centre populate, căi de comunicaţie, obstacole dificil de trecut.

2. *Traseul cu cele mai scurte lungimi sau traseul la 120°.* Pentru ameliorarea primului traseu (prin aproximaţie) şi scurtarea lungimii, făcându-se abstracţie de debite şi costul conductelor, se creează puncte de joncţiune intermediare. Se diferenţiază două variante ale metodei: a) cazul a trei puncte obligate (prize de apă) şi b) cazul a „n” puncte obligate. Pentru realizarea practică a traseului la 120° se foloseşte o hârtie transparentă având trasate pe ea direcţii la 120°. Se pune transparentul astfel încât direcţiile să treacă prin cele trei puncte, iar punctul intermediar M se găseşte la intersecţia celor trei direcţii.

*3. Traseul economic.* Traseul al doilea, la 120°, prezentat anterior, nu ţine seamă de preţul conductelor ce compun reţeaua, respectiv de debitele de transport şi de diametre. A treia fază a metodei (M. Rousset) constă în corijarea (ameliorarea) traseului după construcţia la 120°, luând în consideraţie preţul conductelor.

Pentru a se trece la faza a treia (traseul economic) este necesar să se cunoască diametrele conductelor pentru traseul anterior la 120°. Aceste diametre se determină în funcţie de debitele

de tranzit şi se optimizează (diametrele).

Metoda Rousset efectuată în cele trei faze (traseul prin aproximaţie, la 120° şi economic) prezintă neajunsul că înlănţuirea acestora (trei faze-operaţii) este lipsită de rigurozitate, deşi fiecare traseu în parte este riguros pentru scopul întocmit (ameliorarea traseului precedent).

Autorul metodei, evidenţiind acest neajuns, indică şi unele posibilităţi de ameliorare (sub forma de traseu economic ameliorat).

4. *Traseul economic ameliorat.* Ameliorarea traseului economic, obţinut anterior, trebuie să conducă la optimizarea integrală a reţelei sub presiune atât în ceea ce priveşte traseul cât şi diametrele, respectiv preţul, în funcţie de debitele şi presiunile necesare.

Problema comportă luarea în consideraţie a unui număr mare de parametri şi reclamă elaborarea unui program pentru calculator.¨

## 32.2.3. CONDUCTELE ŞI ECHIPAMENTUL DE CONTROL ŞI PROTECŢIE ÎN REŢELELE DE IRIGAŢII SUB PRESIUNE

### 32.2.3.1. Conductele. Condiţii de alegere

începând de la instalaţia de punere sub presiune ($St_{pp}$) şi până la parcelele de udare, transportul, distribuţia şi reglarea debitelor de apă sunt asigurate printr-o reţea complexă de conducte şi echipamente. Costul acestora reprezentând partea cea mai mare a cheltuielilor de investiţii, evidenţiază interesul alegerii atente a materialelor, diametrelor, claselor de presiune, tipurilor de echipamente şi amplasamentelor, care completează optimizarea traseelor.

Conductele reţelelor de distribuţie se pot construi din: beton armat, oţel, fontă, azbociment, clorură de polivinil (PVC) şi polietilenă (PE).

Montarea şi soluţiile de îmbinare sunt schiţate în fig. 32.13 a, b, c, d.

*Conducte din beton precomprimat.* Domeniul marilor diametre, de la 500-600 mm şi până la peste 2.500 mm, este rezervat în general betonului precomprimat, care tinde să înlocuiască betonul armat ordinar, pentru considerente tehnice şi economice. Precomprimarea este longitudinală, pentru creşterea rezistenţei la încovoiere, ca şi pentru a uşura transportul şi pozarea. Pentru a rezista presiunilor proprii reţelelor de irigaţii, precomprimarea este şi radială, cu un bandaj elicoidal din oţel.

În ţara noastră se fabrică tuburile PREMO, cu diametre nominale de 400-800 şi 1.000 mm, pentru presiuni maxime de 10 kgf/cm$^2$; caracteristicile constructive şi soluţiile de îmbinare sunt indicate în fig. 32.13.

Folosirea tuburilor PREMO, cu grad mare de utilizare în reţelele de conducte pentru irigaţii şi alimentări cu apă, este interzisă la presiuni mari (> 10 at), în condiţiile terenurilor instabile alunecătoare, de umplutură, mâloase), ca şi în cazul amplasării supraterane cu funcţionare la temperaturi sub 0°C.

*Conducte de oţel.* Acestea acoperă o mare gamă de diametre, dar sunt competitive mai ales pentru diametrele medii şi mari (400-1.000 mm). În tehnica irigaţiei cu conducte îngropate din ţara noastră se folosesc diametre uzuale de la 60 mm – 820 mm, cu greutăţi ce variază între 4,22 kg/m (la $D_n$ = 60 mm şi $e$ = 3 mm) şi până la 194,82 kg/m (la $D_n$ = 820 mm şi $e$ = 10 mm), conform STAS 404-59. Cu toate avantajele mari prezentate de aceste conducte (îmbinarea elementelor prin sudură, bună comportare în orice teren), utilizarea lor este limitată datorită costului ridicat şi sensibilităţii mari la coroziune. Aceasta obligă (industria) ca pe lângă protecţia catodică să se asigure şi învelişuri protectoare.

*Conducte din fontă.* Deşi sunt din ce în ce mai concurate de alte materiale (având şi costul ridicat), conductele din fontă ductilă se pot folosi în reţelele îngropate de irigaţii în gama diametrelor medii, între 250-500 mm. Conductele din fontă ductilă au proprietăţi mecanice superioare celor din fontă cenuşie, în ceea ce priveşte rezistenţa la tracţiune, la şoc şi la încovoiere. Protejarea contra coroziunii se realizează printr-o acoperire interioară asfaltică sau de mortar de ciment metalurgic, precum şi printr-un manşonaj exterior cu material plastic.

Îmbinările tuburilor din fontă sunt de tip „flexibil" (automate), sau de tip „expres", cu bride, cu şuruburi şi cu etanşare de cauciuc.

*Conducte de azbociment.* Se înregistrează, în ţara noastră ca şi pe plan mondial, tendinţa introducerii pe scară tot mai largă a azbocimentului în reţelele de irigaţii cu conducte îngropate, pentru diametre mici şi mijlocii de la 100 la 300 mm şi chiar şi până la 600 mm, pentru clasele de presiune ce nu implică folosirea fontei sau a oţelului.

Tuburile din azbociment fabricate curent la noi în ţară au diametre de 80-350 mm (fig. 32.13.b), pentru două clase de presiune:

a) clasa 12/6, în care tubul rezistă la probe de stand la 12 kgf/cm$^2$, iar presiunea maximă admisă în reţea este de 6 kgf/cm$^2$ şi b) clasa 20/10, cu semnificaţii similare pentru 20 şi 10.

Lungimea tuburilor de azbociment este de 3 şi 5 metri.

Tuburile din azbociment se folosesc în funcţie de clasa de fabricaţie: tuburile de clasa 12, în reţelele în care presiunea este sub 6 kgf/cm$^2$; tuburile de clasa 20, în reţelele în care presiunea este de 10 kgf/cm$^2$.

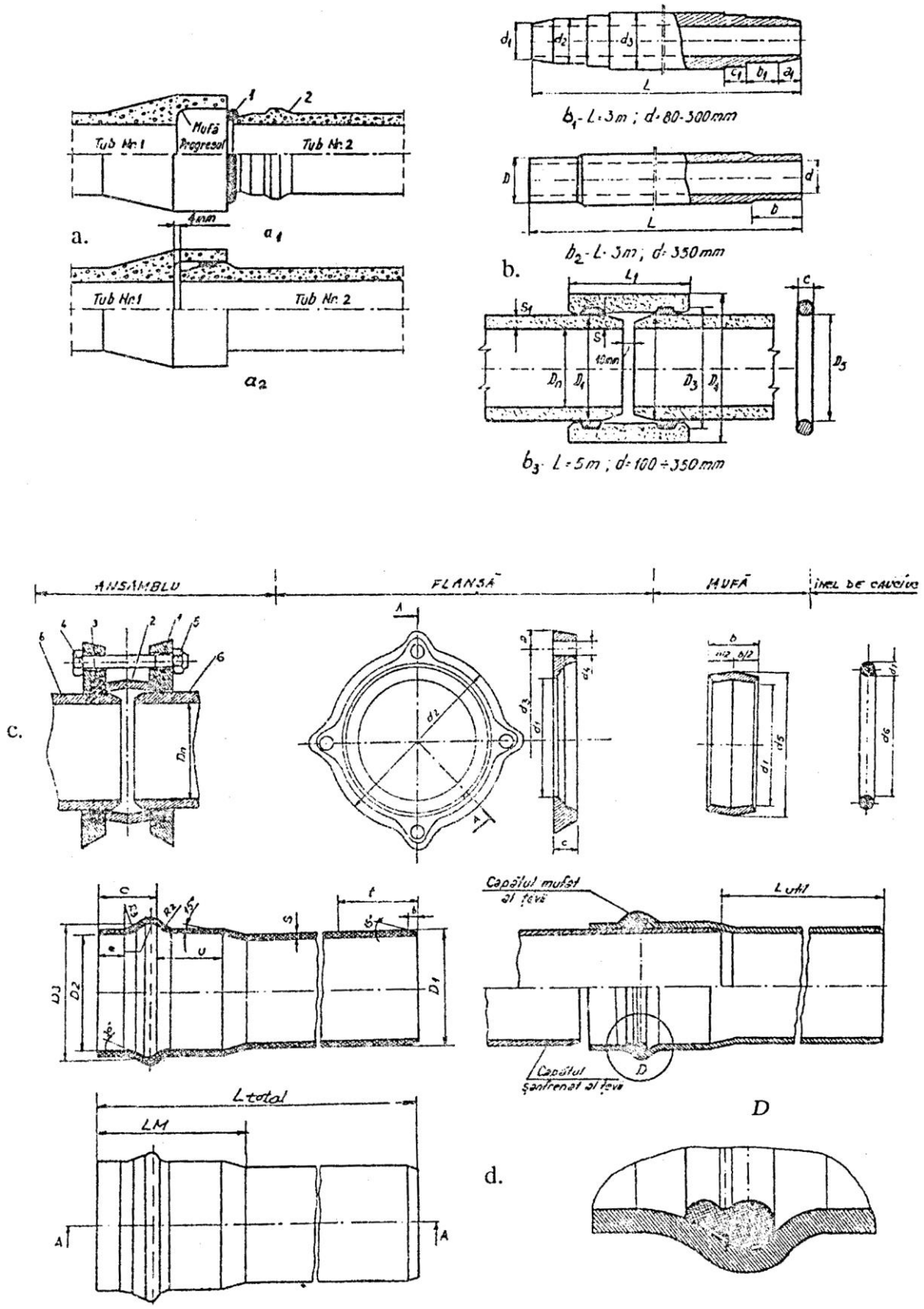



**Fig. 32.13.** Montare şi soluţii de îmbinare a tuburilor din diverse materiale şi de diverse dimensiuni: a. Tuburi PREMO: $a_1$ – înainte de montare; $a_2$ – după montare (1 – inel de cauciuc; 2 – profil); b. Tuburi din azbociment: $b_1$ ($L$ =3 m; $d$ = 80-300 mm); $b_2$ ($L$ =3 m; $d$ = 350 mm); $b_3$ ($L$ = 5 m; $d$ = 100-300 mm); c. Mufă din fontă cu flanşe pentru conducte de azbociment (1 – flanşă; 2 – mufă; 3 – inel de cauciuc – garnitură; 4 – şurub cu cap hexagonal; 5 – piuliţă hexagonală; 6 – tub de azbociment); d. Ţevi mufate din PVC şi garnituri de etanşare.

Folosirea tuburilor de azbociment mai este frânată de inconvenientul fragilităţii în condiţii de suprasarcini (în locurile unde conducta ar trebui să subtraverseze o cale cu circulaţie grea, cale ferată) pe terenuri instabile, cu pante mari (25%) cu apă freatică sau pământ agresiv faţă de ciment (STAS 3349-64). Prin mărirea conţinutului în azbest şi îmbunătăţirea calităţii, tuburile din azbociment prezintă interes crescând pe plan mondial.

*Conducte din materiale plastice.* Clorura de polivinil (PVC) şi polietilena (PE) se extind continuu pe piaţa conductelor de diametru mic (sub 200 mm), în special PVC, iar în ultimii ani şi de diametru mediu (300-380 mm). Acest material rigid, inert şi uşor este economic, mai ales dacă se iau în consideraţie cheltuielile de pozare. Tronsoanele lungi de 6-9-12 m pot fi asamblate cu o îmbinare de cauciuc sau simplu lipite, cu condiţia ca între ele să fie un mic joc. Ranforsarea conductelor de PVC s-a realizat prin fretaj exterior din fibră de sticlă. Cu toate acestea, introducerea pe scară largă a acestor materiale în reţelele de irigaţii (îngropate) nu dă încă rezultatele dorite.

Primele amenajări de reţele de irigaţie cu conducte sub presiune îngropate din PVC s-au realizat, la noi, în sistemele „Sadova-Bechet" şi „Olt-Călmăţui".

Tuburile din PVC sunt de mai multe tipuri:

– tipul uşor (U), pentru presiunea nominală de 2,5 kgf/cm$^2$ la 20°C.

– tipul mediu (M), pentru presiunea nominală de 6 kgf/cm$^2$, la 20°C.

– tipul greu (G), pentru presiunea nominală de 10 kgf/cm$^2$, la 20°C.

Diametrul nominal al tuburilor PVC realizate la noi în ţară variază între 10 şi 160 mm, putându-se executa însă şi comenzi speciale cu diametrul de 125-280 mm şi chiar de 300-380 mm.

Tehnica engleză realizează şi tuburi din PVC ranforsate, cu $L$ = 9 m şi diametrul de 125, 165, 200, 250, 300, 380 mm, prevăzute cu mufe pentru îmbinare. Aceste conducte au fost folosite la amenajarea reţelelor sub presiune amintite (Sadova şi Olt – Călmăţui).

Pentru reţelele îngropate se folosesc numai tuburi din PVC de tip greu. Condiţiile de lucru şi depozitare avantajoase pentru tuburile din PVC se înscriu în limita temperaturilor de 5-40°C, în locuri ferite de acţiunea directă a radiaţiilor solare, termice sau a frigului.

Pentru etanşare se utilizează garnituri de cauciuc, care sunt presate la montarea conductei. Conductele pot fi utilizate pentru presiuni de până la 10 at.

*Piese de legătură pe reţelele de conducte*

Reţelele de irigaţii se execută, în principal, din conducte de azbociment, PVC şi PREMO. Aceste materiale nu permit realizarea ramificaţiilor, reducţiilor, legarea diverselor dispozitive şi armături pe reţea de conducte şi din acest motiv sunt necesare piese de legătură din metal (oţel sau fontă).

Armăturile pentru conducte se execută pentru diverse clase de presiuni, de la 2,5 la 25 daN/cm$^2$, de asemenea şi piesele de legătură. Piesele de legătură se folosesc în următoarele condiţii:

– legarea armăturilor la conducte (robineţi, hidranţi, dispozitive de protecţie etc.);

– schimbarea diametrului (reducţii) conductelor;

– ramificarea conductelor (ramificaţii);

– schimbarea, materialului conductei (trecerea, de exemplu, de la conductă la azbociment la conductă din PVC);

– schimbarea direcţiei conductei (coturi);

– necesitatea intercalării etanşe a unor piese rigide pe reţea (compensatori de montaj, mufe din fontă cu flanşă, mufe de oţel cu flanşe).

Piesele de legătură pentru conductele din azbociment sunt standardizate şi se execută din fontă pentru diametre de la 50-350 mm.

Legătura etanşă între conducta de azbociment şi piesa metalică se face au ajutorul unor mufe din azbociment sau din fontă cu flanşe (fig. 32.13); este necesar ca limita piesei metalice să fie prevăzută cu cap strunjit la acelaşi diametru cu capătul conductei de azbociment.

Pentru conductele din PVC se folosesc piese de legătură din PVC pentru diametre până la 90 mm şi din fontă pentru tuburile prezentate. Standardele indică tipurile de armături din fontă ce se execută în ţara noastră. Pentru conductele PREMO se utilizează piese de legătură confecţionate din oţel.

În fig. 32.14 se indică, prin simboluri, câteva exemple de legare a unor conducte de azbociment sau PREMO cu armături.

### 32.2.3.2. Echipamentul de control şi de protecţie al conductelor

Acest echipament include aparate ce au rolul:

– de a controla admisia apei în conducte şi golirea lor, fie că este provocată, fie că este accidentală: vanele de separare (închidere), de golire şi de supraviteză (de avarie) (fig. 32.15);

– de a proteja reţeaua contra presiunilor excesive statice sau dinamice, contra depresiunilor accidentale sau contra pungilor regulatoarele de presiune, supapele de descărcare, ventuzele şi clapetele de admise a aerului (fig. 32.16 şi 32.17);

– de a permite prelevarea apei la extremităţile ramificaţiilor reţelei, hidranţi de irigaţie.

*Vanele de separare* (închidere-deschidere). Acestea trebuie să asigure izolarea oricărei părţi a reţelei de conductă pentru cerinţele exploatării, întreţinerii sau reparării.

Fiind scumpe şi reclamând construcţii de „cămine”, amplasarea lor trebuie făcută cu discernământ. Pe conductele mari de aducţiune se amplasează de la 3 la 5 km; de asemenea, de o parte şi de alta a traversărilor importante (căi de comunicaţie, cursuri de apă), la începutul ramificaţiilor al căror diametru este de minimum 300-400 mm (conductele principale, antene), în punctele joase şi la extremitatea ramificaţiilor pentru a asigura golirea reţelei.

În tehnica noastră, instalaţiile de golire se amplasează în două soluţii, indicată în fig. 32.15.a.

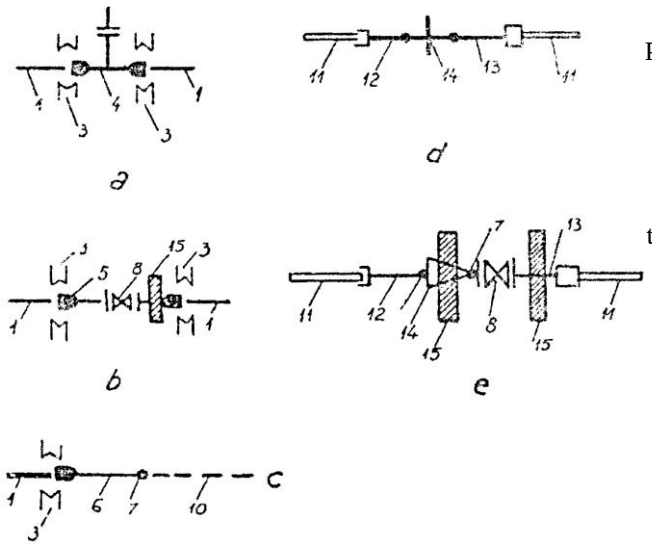
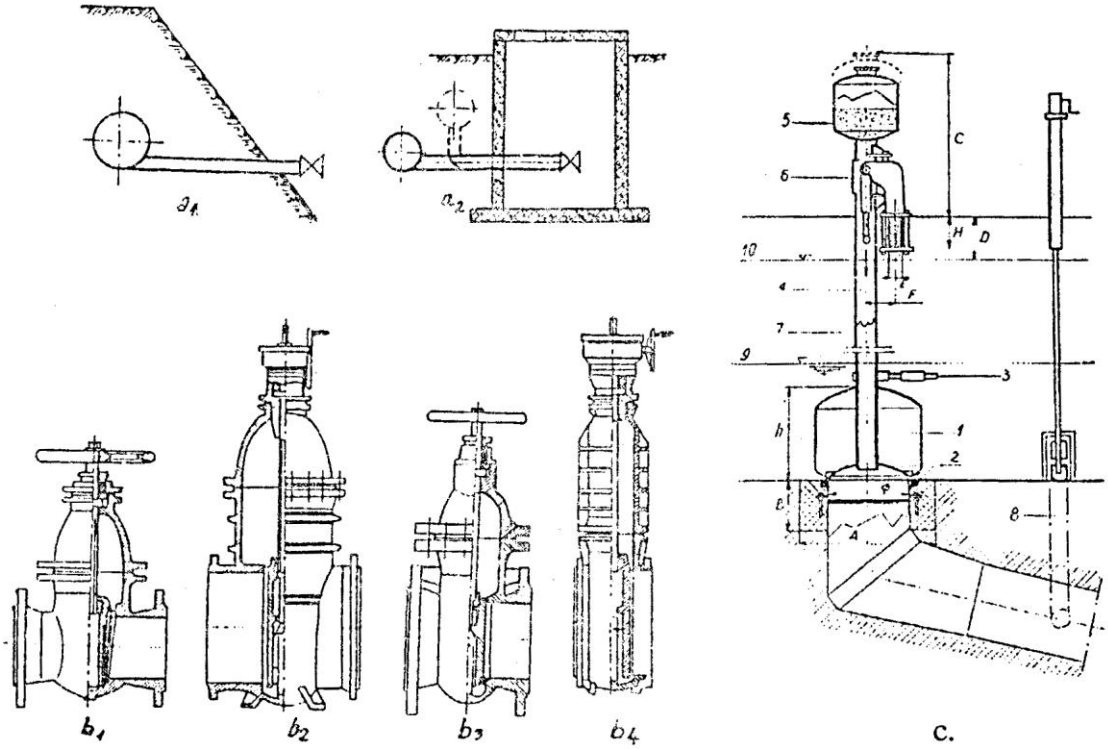


**Fig. 32.14.** Tipuri de legături la conducte din azbociment şi PREMO: a – legarea la conducta de azbociment a unei piese cu cap strunjit (de ex. ramificaţie din fontă pentru hidrant); b – legarea la conducta de azbociment a unei piese cu flanşă (de ex. robinet); c – legarea la conducta de azbociment a unei conducte de oţel; d – introducerea pe traseul conductei PREMO a unei piese ce se îmbină prin sudură (de ex. ramificaţie dublă); e – introducerea pe traseul conductei PREMO a unei piese ce se îmbină prin flanşă (de ex. robinet); 1 – tub din azbociment; 2 – mufă din azbociment; 3 – mufă din fontă cu flanşă (Gibault); 4 – ramificaţie simplă din fontă cu o flanşă (pentru hidrant); 5 – ştuţ din fontă cu o flanşă pentru conducte de azbociment; 6 – piesă cu cap drept pentru îmbinarea conductelor din azbociment; 7 – îmbinare prin sudură; 8 – robinet; 10 – conductă din oţel; 11 – conductă PREMO; 12 – piesă cu mufă pentru îmbinarea conductelor din beton PREMO; 13 – piesă cu cap drept pentru îmbinarea conductelor PREMO; 14 – piese îmbinate prin sudură (ramificaţie simplă şi reducţie din oţel); 15 – masiv de ancoraj.



BVane folosite curent în sistemele de irigaţii: a – amplasarea vanelor de golire: $a_1$ – cu descărcare în văi naturale sau canale de descărcare; $a_2$ – cu descărcare în cămin lateral, de unde apa este evacuată prin pompare, pe câmp; b – tipuri de vane cu sertar: $b_1$ – cu sertar şi corp oval cu $D_n$ = 50-30 mm; $P_n$ – 10 kgf/cm$^2$; $b_2$ – cu sertar şi corp oval cu tija acţionată cu reductor normal cu $D_n$ = 400-900 mm, $P_n$ = 6 kgf/cm$^2$; $b_3$ – cu sertar şi corp plan, cu $D_n$ = 350-700 mm; $b_4$ – cu sertar şi corp plan acţionată cu reductor normal cu $D_n$ = 1000 mm, $P_n$ = 2,5 kgf/cm$^2$; c – vană „STOP”: 1 – flotor; 2 – prag; 3 – cabluri de concentrare; 4 – supapă de aer; 5 – buncăr cu lest; 6 – intrarea aerului; 7– cota L, distanţa minimă a axului de perţi; 8 – by pass; 9 – nivel minim; 10 – nivel maxim; 11 – grinda suport a părţii fixe.

Căminele de vane se amplasează, cum s-a precizat, pe conductele de aducţiune şi principale, în puncte impuse (început, sfârşit, traversări etc.) – vane de capăt, ca şi pentru traseu – vane de linie, la distanţe variabile, pentru a se putea separa convenabil tronsoanele de conductă pentru reparaţii ş.a.

Tipurile de vană folosite depind de mărimea conductei şi presiunea în reţea. În cazul reţelelor cu presiune mare (pentru aspersiune) se folosesc vane cu server şi corp oval (fig. 32.15.b).

În cazul conductelor cu presiune joasă (pentru scurgerea ia suprafaţă) se utilizează vane sertar corp plan (fig. 32.15.b).

Vanele de linie se pot monta în două soluţii, după importanţa reţelei: în cămine de protecţie din beton şi în pământ cu tije prelungitoare protejate (pentru conducte cu $D_n$ < 350 mm). Pentru conductele de diametre mari (peste 500 mm) se folosesc curent vane fluture, fiind uşor şi simplu de manevrat.

*Vanele zise cu „supraviteză".* Aceste vane au rolul de a evita, în cazul ruperii unei conducte mari, golirea reţelei (parţial sau total), deci evitarea pagubelor. Ele se amplasează în principiu, în capul conductelor celor mai importante şi pe tronsoanele coborâtoare. Dispozitivele de declanşare sunt tarate pentru un debit ce depăşeşte cu 20% debitul maxim. Defectul vanelor cu „supraviteză" constă în faptul că de fiecare dată când se schimbă regimul normal al conductei trebuie să se reajusteze tarajul.

*Vane clapet de securitate în capul conductei.* Cu aceiaşi scop final, de protejare a reţelei şi de prevenire a unor revărsări din conductă, dar cu amplasament şi conlucrare diferită cu vanele precedente (cu „supraviteză"), sunt şi vanele Neyrpic tip „STOP" (figura 32.15.c).

Această vană instalată în capul conductei principale, la plecarea dintr-un rezervor, se închide automat în caz de spargere a conductei, prevenind daunele unei inundaţii, detectând şi întreruperile (penele de alimentare) previne umplerile necontrolate. Prin simplitatea sa constructivă, funcţionarea automată, sensibilitate, imposibilitatea manevrării greşite, ca şi prin instalarea într-un loc comod, care nu solicită lucrări suplimentare, această vană de securitate este prioritară faţă de vanele clasice de capăt.

### 32.2.3.3. Echipamente de protecţie a reţelelor de conductă

Protejarea conductelor contra presiunilor excesive, statice sau dinamice (fig. 32.16), contra depresiunilor accidentale sau contra pungilor de aer, se realizează prin stabilizatoarele (regulatoare) de presiune, supapele de descărcare, ventuzele şi clapetele de admisie a aerului.

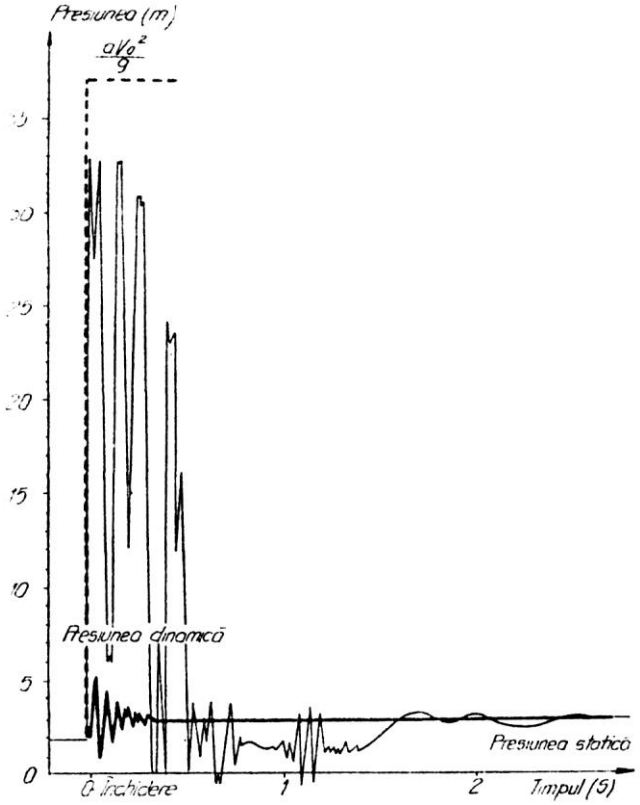



**Fig. 32.16.** Înregistrarea presiunii de către oscilograful catodic la închiderea bruscă a unui clapet în extremitatea conductei cu şi fără supapă de descărcare.

Asigurarea funcţionarii corecte a reţelei sub presiune impune controlul automat al evacuării sau admisiei aerului (fig. 32.17 a-d).

*Dispozitivul de aerisire-dezaerisire.* Prezenţa pungilor de aer acumulat în punctele înalte, la o umplere sau exploatare normală, reducând secţiunea de scurgere a apei, provoacă pierderi de sarcină anormale, creând în anumite cazuri chiar obstrucţii, şi generează în conducte o saltea elastică de oscilaţii de debit şi de presiuni, ce pot aduce prejudicii. Evacuarea pungilor de aer trebuie efectuată fără a se provoca lovituri de berbec.

În cazul golirii, unele puncte ale conductei sunt sediul depresiunilor care compromit stabilitatea îmbinărilor şi produc neregularităţi în scurgerea apei. Acestea trebuie evitate, prin punerea în legătură cu atmosfera. În consecinţă, în funcţie de circumstanţe, se poate ivi necesitatea fie a eliminării aerului conţinut în conductă, fie, din contră, a introducerii aerului.

Această dublă funcţiune se asigură prin două tipuri de aparate, ca de exemplu: dispozitiv de descărcare a aerului (purjor sonic) şi dispozitiv de admisie a aerului (clapet de intrare a aerului). Acestea se instalează în punctele înalte ale conductelor, dar după cazuri, de o parte şi de alta a vanelor de închidere (de secţionare a curentului), în amontele lor pe tronsoane urcătoare şi în avalul lor pe tronsoane coborâtoare (fig. 32.17.a).

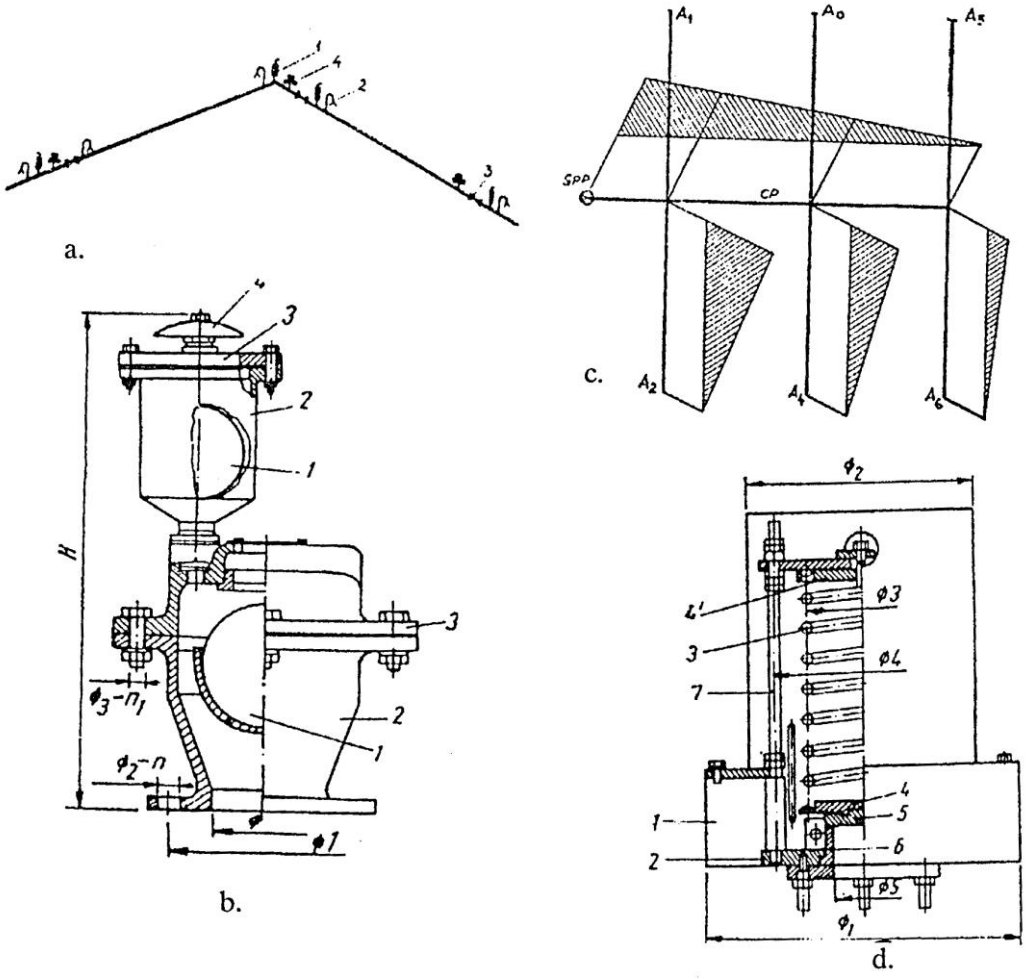



**Fig. 32.17.** Echipamente de control şi protecţie a reţelelor de conducte:
a. – Poziţia relativă a diverselor echipamente: 1 – dispozitiv de descărcare a aerului (purjor sonic); 2 – clapet de intrare a aerului; 3 – vase de oprire-secţionare a curentului de apă (eventual urmate de un clapet contra cavitaţiei); 4 – supapă de descărcare.
b. Dispozitive de aerisire-dezaerisire (tip DAD-3);
c. Schema presiunilor disponibile pe o reţea aflată pe teren plan: SPP – staţia de pompare şi punere sub presiune; CP – conducta principală; $A_1 + A_2$ – antene.
d. Supapă de suprapresiune antişoc tip 50/100 şi 80/16: 1 – apărătoare; 2 – placă de bază; 3 resort; 4 – placă de ghidare inferioară; 4 – placă ghidare superioară; 5 – supapă; 6 – scaunul supapei; 7 – şurub de reglare.

De asemenea, se pun în punctele unde racordul unui tronson coborâtor cu pantă mică (de ordinul 1 cm/m) cu un tronson de pantă mare poate să provoace staţionarea şi acumularea nedorită a bulelor de aer.

Clapetele se folosesc, de asemenea, pentru aerarea avalului vanelor susceptibile de cavitaţie. În cazuri avantajoase, cele două dispozitive de „descărcare” şi de „admisie” a aerului pot fi centralizate într-un dispozitiv de aerisire şi dezaerisire (fig. 32.17.b), care se instalează în punctele înalte ale conductei.

Funcţionarea corectă (ireproşabilă) a echipamentelor punctelor înalte este un factor hotărâtor de securitate pentru reţelele de aducţiune.

*Suprapresiunile* care se produc în R.D. (reţeaua de distribuţie) pot periclita funcţionarea acesteia dacă nu sunt luate în consideraţie la proiectare.

După origine se diferenţiază:

1) loviturile de berbec, datorate funcţionării staţiilor de pompare.

2) suprapresiunile din reţeaua propriu-zisă, care se produc la:

a) închiderea şi deschiderea hidranţilor;

b) închiderea dispozitivelor de comandă ale reţelei (vane regulatoare de presiune ş.a.);

c) funcţionarea vanelor de golire;

d) evacuarea aerului la punctul cel mai înalt al reţelei ş.a.

Cele mai periculoase suprapresiuni sunt grupate în 1 şi 2 d), pentru care se montează pe R.D. dispozitive corespunzătoare (regulatoare antişoc, respectiv ventuze şi clapeţi). Pentru conductele de diametre mari, a căror spargere poate fi periculoasă, protecţia este obligatorie.

Suprapresiunile din categoriile 2 a), 2 b) 2 c) pot fi prevăzute, în prezent, existând programe de calcul care permit să se determine valoarea suprapresiunilor într-o reţea de irigaţie, se poate asigura montarea cea mai corectă a dispozitivelor de protecţie. Acestea sunt, în general, de tipul supapelor etalonate.

Un alt aspect al problemei protejării R.D. contra suprapresiunilor este şi cel economic. Din analizele existente rezultă că echiparea reţelei cu dispozitive de protecţie contra loviturilor de berbec implică un cost destul de redus, de aproximativ 1% din costul reţelei.

Uneori însă, unii proiectanţi, în „exces” de economie, comit greşeala de a lăsa pe seama calităţii materialelor conductelor preluarea „eventualelor” suprapresiuni.

O generalizare a acestui tip de soluţionare este periculoasă, cu atât mai mult cu cât proiectantul viitorului va căuta să valorifice la maximum calităţile materialelor şi, în acest caz, neprotejarea reţelei poate conduce la daune ce angajează cheltuieli cu mult superioare celor iniţiale.

*Regulatoarele de presiune*. În reţelele cu conducte sub presiune pot apărea presiuni superioare necesităţilor de lucru sau chiar superioare limitei de rezistenţă a materialului reţelei. Primele apar curent, datorită diferenţei de cotă piezometrică necesară transportului apei (fig. 32.17 c) şi diferenţelor de cotă ale terenurilor, cel de-al doilea tip de suprapresiuni apar accidental, datorită loviturilor de berbec.

*Regulatoare propriu-zise de presiune.* Punând condiţia de a realiza presiuni de serviciu necesare la elementele de udare aflate în poziţia cea mai defavorabilă (pe teren plan: cele mai depărtate de SPP) rezultă că celelalte elemente au presiuni superioare celor necesare. De exemplu, în fig. 32.17 c. se asigură presiunile de serviciu necesare la extremităţile antenelor. Zonele haşurate reprezintă valoarea presiunii peste cea minimă necesară. Neuniformitatea presiunilor se continuă şi pe elementele de udare (aripi de aspersiune, conductă de udare la brazde etc.).

În plus, trebuie ţinut cont de variaţia presiunii de lucru a SPP în funcţie de debit, care poate reprezenta până la 50% (şi chiar mai mult) din pierderea de sarcină pe reţea.

În practică se pot aplica diverse soluţii pentru uniformizarea presiunilor de lucru şi deci realizarea unor udări uniforme. În ordinea eficacităţii, pot fi enumerate următoarele soluţii de reglare a presiunii:

a) regulatoare de debit la ultimul element de distribuţie (de exemplu, aspersor, picurător, orificii de udare la brazdă); soluţia necesită multe dispozitive de reglaj.

b) regulatoare pe echipamentul de udare (la intrarea în rampa de picurare, pe traseul conductei de udare la brazdă).

c) regulatoare de debit (sau presiunii) la gura de apă, hidrant, cap de picurare.

d) regulatoare la intrarea în antenă sau/şi pe traseul ei – aduc în condiţii optime de funcţionare antena la debitul nominal (la debite mai mici presiunea e superioară celei necesare). Soluţia conduce la reţele scumpe, deoarece nu utilizează presiunile superioare de pe antenele de lângă SPP în scopul reducerii diametrelor.

e) pierderi de sarcină concentrate în amontele antenei (diafragme, vane, tronsoane cu diametru mic); soluţia are efectul de la soluţia anterioară (d), dar numai la funcţionarea în ipoteza de proiectare a întregii reţele.

În literatura de specialitate se menţionează, de exemplu, regulatorul de presiune şi debit (borna de irigaţie) tip „Aster", un aparat ce cuprinde o vană, regulator de presiune, regulator de debit şi contor de apă. Regulatorul de presiune funcţionează numai în regim dinamic în anumite limite de debit.

Reglarea presiunii aval se realizează prin introducerea unei pierderi de sarcină proporţionale cu diferenţa de presiune între două secţiuni ale aparatului.

*Dispozitive de protecţie împotriva loviturii de berbec.* Dacă reţeaua de conducte cuprinde rezervoare cu nivel constant sau cu pernă de aer, acestea preiau suprapresiunile ce pot apărea datorită loviturilor de berbec.

Protecţia unei reţele de conducte contra loviturilor de berbec nu se poate totuşi asigura comod şi economic în orice punct din reţea prin cămine de echilibru sau rezervoare de aer, care implică lucrări importante de construcţii sau surse de energie.

Regulatoarele de presiune, adoptate curent în tehnica irigaţiei cu conducte sub presiune în sistemele noastre de irigaţii, sunt de tipul antişoc-supapă de suprapresiune (fig. 32.17.d).

## 32.3. CALCULUL REŢELELOR DE DISTRIBUŢIE (R.D.) CU CONDUCTE, ÎN TEHNICA IRIGAŢIEI

### 32.3.1. APRECIERI ASUPRA METODELOR DE CALCUL. EVOLUŢIA CONCEPŢIILOR ŞI PROCEDEELOR

Reţelele de distribuţie de tip ramificat, prezentând avantajele arătate, vor constitui exemplul de calcul hidraulic la care ne referim.

Problemele de ordin teoretic şi tehnico-economic se grupează în trei părţi: *determinarea traseelor, determinarea debitelor pe diferitele tronsoane, calculul diametrelor* şi *înălţimea manometrică a staţiei de pompare.*

Prima formulă a „cererii" stabileşte, pe baza legii binominale, debitul maxim posibil a fi cerut de ansamblul hidranţilor printr-un tronson oarecare dar invariabil, pentru o anumită calitate de funcţionare $P_q$ a reţelei aval de acesta. Stabilindu-se valorile $P_q$ pentru fiecare tronson, se determină valorile $Q(P_q)$ ale reţelelor servite, prin aplicarea unei relaţii simple.

Aceasta permite folosirea mai uşoară (timpi de calcul mai reduşi) la calculul automat al primei formule a „cererii", în comparaţie cu a doua. La a doua formulă „a cererii"; în vederea stabilirii ei s-a făcut apel la procesele de apariţie şi dispariţie. Rezultatul fixează noţiunea de reţea „calibrată" pentru $N$ prize. În aceste

condiţii se ţinea seama de posibilităţile „de reîntoarcere ale unui apel” când reţeaua este saturată

Calculul diametrelor şi înălţimea manometrică la $St_{PP}$ se efectuează în prezent prin metoda discontinuă, în toate amenajările sub presiune la „cerere”.

## 32.3.2. DETERMINAREA DIAMETRELOR ECONOMICE PE O REŢEA DATĂ

Metodele ce se vor discuta în cele ce urmează, privind calculul diametrelor reţelelor de conductă, nu ţin cont de felul în care s-au calculat debitele; bineînţeles, nu trebuie să existe contradicţii între datele problemei.

Metodele prezentate sunt aplicate reţelelor ramificate şi pot fi folosite şi la reţelele inelare dacă acestea din urmă se reduc la reţele ramificate.

Se va numi „nod” un punct unde se distribuie apă sau unde are loc ramificaţia unei conducte în două sau mai multe direcţii.

Două noduri vor fi unite printr-un „tronson” de conductă, care are unul sau mai multe diametre. Pentru fiecare tronson de conductă se cunosc lungimea şi debitul ce-l transportă într-o anumită ipoteză de calcul.

Stabilirea diametrelor conductelor se poate face în două ipoteze:

a) cunoscându-se caracteristicile nodurilor ($q$, $z$ şi $p$) şi ale tronsoanelor ($Q$, $L$, $C_i$ şi $J_i$), precum şi cota piezometrică în capătul amonte al reţelei ($Z_R$) să se stabilească diametrele conductelor reţelei în condiţia unor cheltuieli totale minime în reţea.

b) cunoscându-se caracteristicile nodurilor şi ale tronsoanelor să se stabilească cota piezometrică în capătul amonte al reţelei şi diametrele reţelei, astfel încât să se minimalizeze cheltuielile anuale sau cheltuielile anuale actualizate.

Există metode care determină diametrele optime pornind de la diametrele standard care pot fi utilizate – *metode discontinue* şi *metode continue* – care stabilesc diametrele optime oarecare, urmând ca apoi să se înlocuiască acestea cu diametre standard corespunzătoare.

1° *Metoda „continuă” pentru calculul diametrelor reţelei de conducte.*

Se va prezenta o metodă „continuă” de stabilire a diametrelor conductelor propusă de Y. Labye.

Metoda se numeşte continuă, în sensul că se ia în considerare folosirea conductei de orice diametru (nu numai diametre standard) (fig. 32.18).

În acest caz pot găsi următoarele două relaţii:

$$J = b \cdot Q^{\gamma} \cdot D^{\alpha} \tag{32.1}$$

pentru panta piezometrică şi

$$p = A + A' \cdot D^{\beta} \tag{32.2}$$

pentru preţul conductei (gata pozată şi cu instalaţii) în care:

$J$ este panta piezometrică (m/m);

$p$ – preţul conductei (lei/m);

$Q$ – debitul conductei ($m^3/s$);

$D$ – diametrul conductei (mm);

$A$, $A'$, $b$, $\alpha$, $\beta$, $\gamma$ – coeficienţi pozitivi, cu excepţia lui $\alpha$.

Pentru un tronson de conductă la care se cunosc: lungimea ($L$), debitul ($Q$) şi pierderile de sarcină ($H$) se poate demonstra că se obţine un preţ $P(D)$ minim utilizând conducta cu un singur diametru.

Minimul funcţiei $P(D)$ pentru $H$ dat este un minim condiţionat şi conform teoremei lui Lagrange dacă avem:

$f(x, y, z)$ = min când

$\varphi_1(x) = 0;\ \varphi_2(y) = 0;\ \varphi_3(z) = 0$

$f(x, y, z)$ este minim dacă:

$F(x) = f(x, y, z) - \lambda_1\varphi_1 - \lambda_2\varphi_2 - \lambda_3\varphi_3 = \min$ oricare ar fi $\lambda$.

În cazul dat:

$$F(D) = AL + A' D^{\beta} L - \lambda b \cdot Q^{\gamma} \cdot D^{\alpha} \cdot L$$

şi $F(D)$ = min când $\dfrac{\partial F}{\partial D} = 0$, adică:

$$\frac{\partial F}{\partial D} = \frac{\partial F}{\partial i}\left[ D_i^{\beta} - \lambda D_i^{\alpha} \right] = 0$$

pentru orice $\lambda$ şi orice $i$, ceea ce se întâmplă când $D_i$ = constant pe toată lungimea $AB$.

Acest minim se obţine rezolvând

$$D = \left( \frac{H}{b \cdot Q^{\gamma} L} \right)^{\frac{1}{\alpha}} \tag{32.3}$$

$$P = AL + A' L \left( \frac{H}{bQ^{\gamma} L} \right)^{\frac{\beta}{\alpha}} \tag{32.4}$$

Această relaţie poate fi scrisă sub forma:

$$P = AL + A' \left( \frac{b}{H} \right)^{k-1} C_T^k \tag{32.5}$$

în care:

$$C_T = L \cdot Q^{\frac{(k-1)\gamma}{k}} \tag{32.6}$$

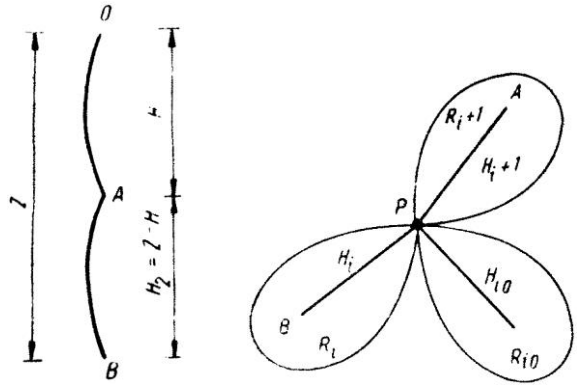
cu $k = \dfrac{\alpha - \beta}{\alpha}$

se numeşte caracteristica tronsonului.

*Cazul a două tronsoane legale în serie.* Se va spune că două tronsoane sunt legate în serie, dacă capătul amonte al unuia coincide cu capătul aval al celui din amonte (fig. 15.29).

Notăm cu $H$ denivelarea piezometrică între 0 şi $A$ şi cu $Z$ între 0 şi $B$.

Preţul $P_1$ al tronsonului *OA* va fi: $P_1 = P_1(H)$, iar al tronsonului *AB* va fi $P_2 = P_2(Z - H)$.




a b

**Fig. 32.18.** Scheme de calcul: a – pentru tronsoane legate în serie; b – cazul unui nod de derivaţii.

Pentru un *Z* dat (fixat) se poate scrie că preţul total:

$$P_T = P_T(Z,H) = P_1(H) + P_2(Z-H) \qquad (32.7)$$

Minimul funcţiei $P_T(Z, H)$ va fi dat de:

$$\frac{dP_T(Z,H)}{dH} = 0$$

$$\frac{dP_1(H)}{dH} + \frac{dP_2(Z-H)}{d(Z-H)} \cdot \frac{d(Z-H)}{dH} = 0$$

sau (deoarece $\frac{d(Z-H)}{dH} = -1$), rezultă:

$$\frac{dP_1(H)}{dH} - \frac{dP_2(Z-H)}{d(Z-H)} = 0$$

$$P_1'(H) = P_1'(Z-H)$$

Dacă scriem:

$$\frac{dP_T(Z)}{dZ} = \frac{dP_1(H)}{dZ} + \frac{dP_2(Z-H)}{dZ} = \frac{dP_1[H(Z)]}{dH} \cdot \frac{dH}{dZ} + \frac{dP_2(Z-H)}{d(Z-H)} \cdot \frac{d(Z-H)}{dZ}$$

sau, deoarece

$$\frac{d(Z-H)}{dZ} = 1 - \frac{dH}{dZ}$$

rezultă:

$$\frac{dP_T(Z)}{dZ} = \left[\frac{dP_1(H)}{dH} - \frac{dP_2(Z-H)}{d(Z-H)}\right]\frac{dH}{dZ} + \frac{dP_2(Z-H)}{d(Z-H)}$$

Paranteza se anulează şi deci:

$$\frac{dP_T(Z)}{dZ} = \frac{dP_2(Z-H)}{d(Z-H)} = \frac{dP_1(H)}{dH}$$

Rezultă în general:

$$\frac{dP_i(H_i)}{dH_i} = \text{constant.}$$

$$\frac{dP(H)}{dH} = \frac{d\left[\Delta L + A'\left(\frac{b}{H_i}\right)^{k-1} C_T^k\right]}{dH_i} = \left(\frac{C_i}{H_i}\right) Ab^{k-1}$$

Ţinând cont că *A'* şi *b* nu depind de tronson, rezultă:

$$\left(\frac{C_i}{H_i}\right) = \text{constant.}$$

În cazul a mai mult de două tronsoane rezultă:

$$\left(\frac{C_1}{H_1}\right)^k = \left(\frac{C_2}{H_2}\right)^k = \ldots = \left(\frac{C_i}{H_i}\right)^k$$

sau, extrăgând radial indice *k* şi ţinând cont de proprietăţile proporţiilor:

$$\frac{C_1}{H_1} = \frac{C_2}{H_2} \ldots \frac{C_n}{H_n} = \frac{\sum_{i=1}^{n} C_i}{H}$$

cu

$$H = \sum_{i=1}^{n} H_i$$

Un caz particular al acestei probleme este atunci când o conductă distribuie la distanţe egale acelaşi debit. Acest caz se poate referi la o antenă pentru care rezultă că raportul dintre pierderea de sarcină pe tronsonul $i(H_i)$ şi cea totală este funcţie de poziţia tronsonului *(i)*, numărat din aval, şi numărul total de tronsoane *(n)*:

$$\frac{H_i}{H} = \frac{i\frac{K-1}{K}\gamma}{\sum_{i=1}^{n}\frac{K-1}{K}\gamma} \quad i\frac{K-1}{K}\gamma \qquad (32.8)$$

*Cazul unui nod cu derivaţii.* În baza figurii 32.18 b şi a celor arătate anterior se poate scrie că:

$$\frac{dP(R_i + R_{i0})}{dZ_i} = \frac{dP(R_{i+1})}{dH_{i+1}} \qquad (32.9)$$

Deoarece:

$Z_i = H_i$ + constant şi

$Z_{i0} = H_{i0}$ + constant:

$$\frac{dP(R_i + R_{i0})}{dZ_i} = \frac{dP(R_i)}{dH_i} + \frac{dP_{i0}}{dH_{i0}}$$

deci:

$$\frac{dP(R_{i+1})(H_{i+1})}{dH_{i+1}} = \frac{dP(R_i)}{dH_i} + \frac{dP_{i0}}{dH_{i0}}$$

Înlocuind derivatele cu valorile lor rezultă:

$$\left(\frac{C_{i+1}}{H_{i+1}}\right)^k = \left(\frac{C_i}{H_i}\right)^k + \left(\frac{C_{i0}}{H_{i0}}\right)^k \qquad (32.10)$$

Dacă reţeaua este plană, $H_i = H_{i0}$

$$\left(\frac{C_{i+1}}{H_{i+1}}\right)^k = \frac{C_i^k + C_{i0}^k}{(H_i)^k}$$

Deci caracteristica echivalentă a tronsoanelor *i* şi $i_0$ va fi:

$$C_{i+i_0} = \sqrt[k]{C_i^k + C_{i0}^k}$$

2° *Metode discontinue de stabilire a diametrelor reţelei de conducte.* Se consideră în acest caz de la început că pe un tronson de conductă este posibilă folosirea unei serii de diametre standard care rezultă din condiţia ca viteza apei să fie cuprinsă între o limită minimă $V_{\min}$ şi una maximă $V_{\max}$.

Viteza minimă ($V_{\min}$) este rezultată din experienţa proiectării, iar viteza maximă ($V_{max}$) din limitele de rezistenţă a materialului conductei şi de influenţa vitezei în cazul loviturii de berbec. Rezultă seria de diametre cuprinsă între:

$$D_{\min} \le D_i \le D_{\max}$$

în care:

$$D_{\max} \le 1{,}13\sqrt{\frac{Q}{V_{\min}}}$$

$$D_{\min} \le 1{,}13\sqrt{\frac{Q}{V_{\max}}} \qquad (32.12)$$

*Metoda programării lineare de stabilire a diametrelor reţelei.* Metoda constă în determinarea diametrelor pe diferitele tronsoane ale reţelei, astfel încât să se transporte debitul necesar şi să se asigure presiunile de serviciu necesare la toate punctele de distribuţie.

Dacă presiunea la staţia de punere sub presiune se cunoaşte, există un număr foarte mare de soluţii – combinaţii de diametre care să fie amplasate pe diferite tronsoane ale reţelei – care să rezolve problema (numărul de soluţii posibile creşte cu mărirea reţelei). În cazul în care şi presiunea la SPP este necunoscută, cresc şi mai mult posibilităţile de alegere. Este însă necesar ca soluţia aleasă (combinaţia de diametre) să corespundă şi criteriilor economice.

O astfel de problemă, care constă în a determina o soluţie economică dintr-o mulţime de soluţii tehnice posibile, este tipică cercetării operaţionale.

Între modele de problematică a cercetării operaţionale este şi programarea lineară.

Problemele de programare lineară se elaborează în formatul general al problemelor de optimizare, adică: „Să se caute valorile particulare ( $\overline{X}_1, \overline{X}_2, ..., \overline{X}_n$ ), dacă există, ale valorilor reale ($X_1$, $X_2$, ..., $X_n$), continue, care optimizează (minimizează sau maximizează) funcţia obiectiv „*Z*”:

$$Z = C_1X_1 + C_2X_2 + ... + C_nX_n = \sum C_jX_j \quad (32.13)$$

toate variabilele ($X_1$, $X_2$, ..., $X_n$) satisfăcând restricţii de forma:

$$\sum a_{ij}X_j \le b_i$$

$$\sum a_{ij}X \ge b_i$$

$$\sum a_{ij}X_j = b_i \ (i = 1, 2, ..., n)$$

cu $X_i \ge 0$ (valorile nenegative) ($j$ = 1, ..., $n$) în scopul obţinerii unei soluţii optime.

Coeficienţii $C_1$, $C_2$, ..., $C$j, ..., $C_n$ se numesc coeficienţii variabilelor în funcţie obiectiv; $a_{11}$, $a_{12,}$ ..., $a_{ij}$, …, $a_{mn}$ sunt coeficienţii variabilelor în restricţii, iar valorile $b_1$, $b_2$, ..., $b_m$ sunt termenii liberi ai restricţiilor.

Soluţia numită „optimă de bază”, care se poate obţine, constă în cel mult *m* variabile cu valoare mai mare ca zero (celelalte $n - m$ variabile fiind nule).

În vederea stabilirii modelului problemei de programare lineară pentru rezolvarea reţelei de conducte, pe fiecare tronson *k* al reţelei se poate stabili seria de diametre $D_k^o$ posibile a fi folosite. Se presupune că fiecare tronson *k*, de lungime $L_k$, este format din $m_k$ sectoare, fiecare având diametrul $D_{ke}$ (aparţinând seriei $D_k^o$ ) şi lungimea $l_{k,i}$. Fiecărui sector *i* de pe tronsonul *k* îi va corespunde un preţ pe metru liniar $C_{k,i}$ şi o pantă piezometrică $j_{k,i}$. Prin rezolvarea problemei de programare liniară va trebui să se stabilească lungimea fiecărui sector $l_{k,i}$, de diametru $D_{k,i}$ de pe tronsoanele *k* ale reţelei ($k$ = 1, …, $n$).

Restricţiile principale ale problemei de programare liniară vor exprima:

1. Relaţii între cotele piezometrice ale bornelor tronsoanelor:

$$Z_k^{av} + \sum_{i=1}^{m_k} l_{k,i} \cdot j_{k,i} \le Z_k^{am} \qquad (32.14)$$

2. Relaţii între lungimile sectoarelor *(k, i)* şi ale tronsoanelor:

$$\sum_{i=1}^{m_k} l_{k,i} = L_k \qquad (32.15)$$

$Z_k^{av}$ reprezintă cota piezometrică în borna aval a tronsonului *K*.

Pentru bornele limită ale reţelei (borne de la vârfurile reţelei ramificate) se poate scrie>

$$Z_k^{av} = Z = z + p$$

$Z_k^{am}$ reprezintă cota piezometrică în borna amonte a tronsonului, cunoscută sau necesar să fie aflată.

Alte restricţii ale problemei pot fi puse de la caz la caz. Se dau mai jos câteva exemple.

3. Presiunea maximă la staţia de pompare să nu depăşească o anumită valoare (de exemplu, limita presiunilor pentru care se pot realiza utilaje de pompare

sau înălţimile maxime la care se pot executa rezervoarele) sau să fie cuprinsă între anumite intervale.

4. Presiunile maxime în anumite borne să nu depăşească o anumită valoare (de exemplu, limita de rezistenţă a materialului conductei).

5. Consumuri maxime pe tipuri de materiale.

Funcţia-obiectiv a problemei va exprima:

a) Costul total al reţelei să fie minim, când se cunoaşte presiunea la staţia de pompare

$$\sum_{k=1}^{n}\sum_{i=1}^{m_k} C_{i,k} \cdot l_{i,k} = \text{minim} \qquad (32.16)$$

b) Cheltuielile totale anuale în reţea, SPP, castel, rezervoare etc., şi energie să fie minime:

$$\sum_{k=1}^{n}\sum_{i=1}^{m_k} C_{k,i} \cdot l_{k,i} + (A+B)H_{sp} = \text{minim} \qquad (32.17)$$

în care:

$n$ este numărul de tronsoane ale reţelei;

$a_{k,i}$ – cota anuală a cheltuielilor anuale de amortismente, întreţinere şi reparaţie capitală a reţelei;

$H_{sp}$ – presiunea la staţia de pompare;

$AH_{sp}$ – cheltuielile anuale de amortismente, întreţinere şi reparaţie capitală la staţia de pompare (eventual rezervor).

Funcţia cheltuielilor anuale de amortisment, întreţinere şi reparaţii capitale la staţia de pompare nu este întotdeauna o funcţie liniară de $H_{sp}$. Pe intervale însă, această funcţie se poate liniariza. În general se cunoaşte intervalul de variaţie a lui $H_{sp}$; în caz contrar se face o determinare aproximativă a valorii lui $H_{sp}$.

$BH_{sp}$ – cheltuielile anuale de energie pentru pomparea apei la cota $Z_k$.

*Exploatarea soluţiei problemei de programare liniară.* Prin rezolvarea problemei de programare liniară arătată se aleg diametrele ce vor fi folosite pe fiecare tronson şi lungimea sectoarelor respective.

Valorile obţinute prin calcul se vor rotunji şi aranja convenabil pe reţea, pe baza unor condiţii ce nu au putut fi luate în consideraţie în modelul matematic.

Sistemul de programare liniară se poate rezolva prin algoritmul Simplex.

Pentru o reţea oricât de simplă, calculul manual este greoi şi cu multe posibilităţi de eroare, din care cauză acest calcul se poate folosi practic numai cu ajutorul calculatorului electronic.

*Metoda discontinuă propusă de Y. Labye pentru stabilirea diametrelor reţelei.* Metoda aceasta de calcul a diametrelor constă în stabilirea pentru fiecare tronson a unei curbe, care reprezintă corelaţia dintre costul minim al tronsonului şi pierderea de sarcină pe acesta. În continuare se pot stabili curbe echivalente pentru grupe de tronsoane (inclusiv pentru întreaga reţea), în funcţie de modul cum acestea sunt unite, curbe care dau legătura între costul reţelei şi cota piezometrică pe reţea. În acest mod, cunoscând vota piezometrică într-un punct pe reţea (de exemplu, în capătul amonte) se pot stabili pe rând, din amonte spre aval, diametrele necesare pe fiecare tronson.

Curbele de cost minim al reţetei în raport cu pierderea de sarcină sau cu cota piezometrică în amonte.

1. *Preţul minim al unui tronson izolat.* Fie un tronson de conductă izolat, pe care pierderea de sarcină (disponibilă) este $H$ (fig. 32.19).

Se va arăta că preţul minim al tronsonului se obţine atunci când acesta este format din cel mult două diametre ale seriei $D°$. Acest lucru se poate demonstra prin reducere la absurd.

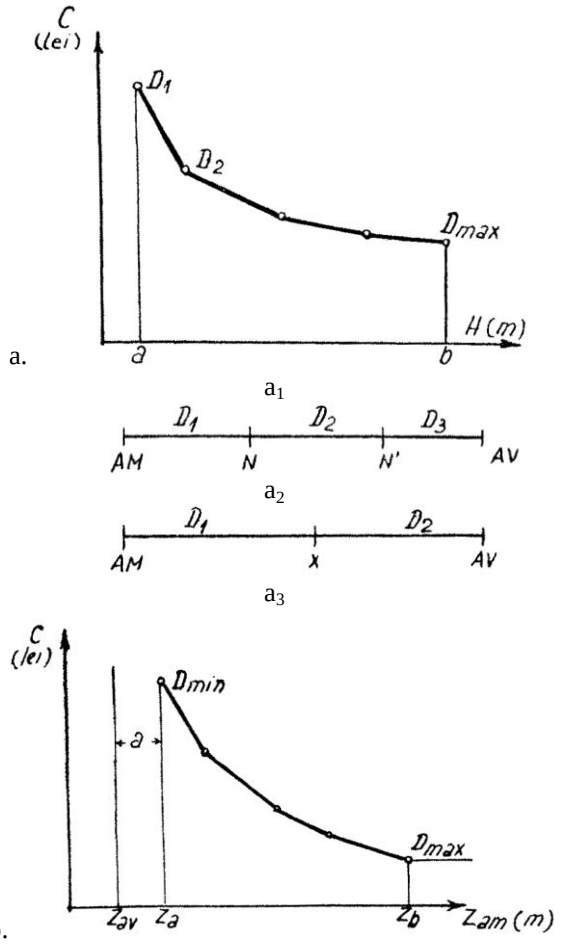



**Fig. 32.19.** Scheme de calcul pentru un tronson:
a – Schiţă privind variaţia costului reţelei în funcţie de numărul de diametre $(D_i)$ pe tronson: $a_1$ – variaţia costului cu pierderile de sarcină; $a_2$ – cazul când tronsonul poartă trei diametre; $a_3$ – cazul când tronsonul poartă două diametre limitate de abscisa $X$; $AM$, $AV$ – capătul amonte şi respectiv aval al tronsonului;
b – Domeniul de existenţă al curbei $C = f(Z_{am})$:
$Z_{av}$ – cota piezometrică aval; $Z_{am}$ – cota piezometrică amonte;
$a$ – pierderea de sarcină pentru $D_{min}$.

Se presupune că pe tronson ar fi trei diametre şi fie $N$ şi $N'$ cele două puncte de schimbare a diametrului,

de coordonate $X_N$ *şi* $X_{N'}$ (fig. 32.19 $a_1$, $a_2$). Se poate găsi o modificare $\Delta X_N$ şi $\Delta X_{N'}$ a lui $X_N$ *şi* $X_{N'}$, astfel încât $H$ să rămână constant. Aceasta conduce la o variaţie a preţului tronsonului cu $\Delta C$. Perechea de valori ($-\Delta X_N$ şi $-\Delta X_{N'}$) lasă, de asemenea, neschimbat $H$, antrenând o schimbare a lui $C$ cu $-\Delta C$. Una din aceste cantităţi este în mod obligatoriu negativă şi va diminua *C(H),* care a fost presupusă minimă, ceea ce este contrar ipotezei.

Deci tronsonul are numai două diametre $D_i$ şi $D_j$. Presupunând poziţia lui $X$ variabilă (fig. 32.19 $a_3$), $C$ şi $H$ variază liniar în raport cu $X$.

Valorile extreme sunt: $C_i = L \cdot c_i$ ; $H_i = L \cdot j_i$ şi $C = L \cdot c_j$ ; $H = L \cdot j_j$ , obţinute atunci când tronsonul are numai unul din diametre. Rezultă din aceasta că prin unirea cu segmente de dreaptă a punctelor de coordonate $C_i = L \cdot c_i$ şi $H = L \cdot j_j$ se obţine curba reprezentând costul minim al reţelei în raport cu $H$ (curba din fig. 32.19, *a*). Această curbă se zice că este de tip $C^*$.

Pentru o valoare a lui $H$ dată, cuprinsă între $H_i$ şi $H_j$, $H_i \le H \le H_j$ , rezultă lungimile de diametre $i$ şi $j$ astfel:

$$L_i = \frac{H_j - H}{H_j - H_k} \cdot L \text{ şi } L_j = \frac{H - H_i}{H_j - H_k} \cdot L \qquad (32.18)$$

Dacă cota $Z_{av}$ a tronsonului este dată, curba $C(Z_{am})$ se obţine prin translarea (spre dreapta) pe abscisă ($Z$ sau $H$) a curbei *C(H)* cu valoarea $Z_{av}$.

Diametrele reţelei pot fi determinate pentru valori ale lui $Z_{am}$ cuprinse între $Z_a$ şi $Z_b$ (fig. 32.19, b).

2. *Preţul minim al unei reţele.* Din aproape în aproape se poate afla preţul unei reţele formate din mai multe tronsoane (fig. 32.20 a, b, c).

*a)* Fie ansamblul $K$ de două sau mai multe tronsoane (sau reţele) având acelaşi capăt amonte $R$. Aceste tronsoane (sau reţele) vom spune că sunt legate în paralel (fig. 32.20, a).

Conform proprietăţilor curbelor de tip C se poate scrie că:

$$C\left(\sum_k C_{Ri}\right)\cdot(Z_R) = \sum_k C_{Ri}(Z_R)$$

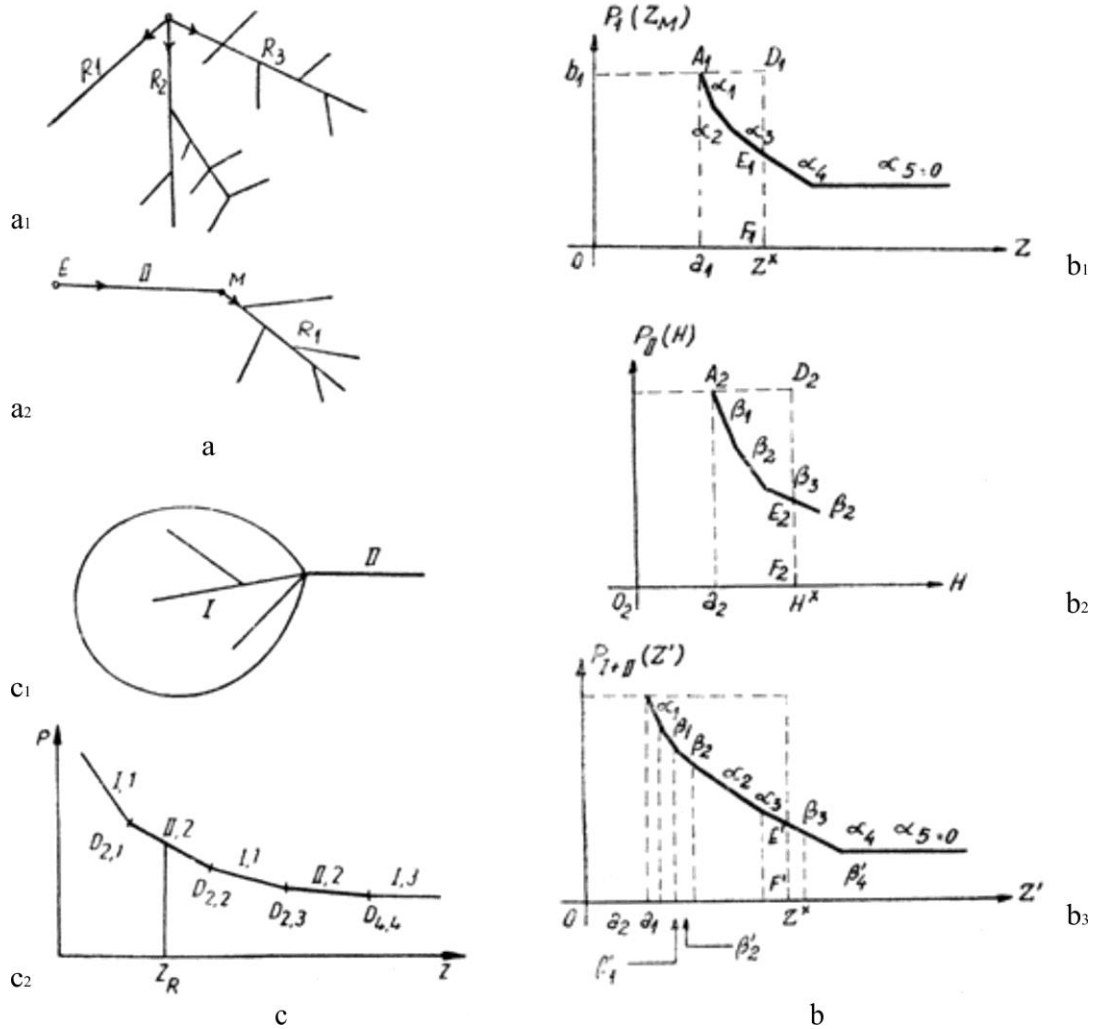



**Fig. 32.20.** Schema de calcul pentru o reţea: a – Adunarea în paralel ($a_1$) şi serie ($a_2$); b – Adunarea în serie ($b_1$, $b_2$, $b_3$); c – Alegerea diametrelor pe un tronson ($c_1$, $c_2$).

*b)* Fie acum o reţea $R_1$, având cel mult $N$ tronsoane, a cărei extremitate amonte $M$ este extremitatea aval a unui tronson II (fig. 32.20 $a_2$). Fie $P_1(Z_M)$ preţul minim al lui $R_1$ în raport cu $Z_M$ şi $P_{II}(H)$ preţul minim al tronsonului II în raport cu $H$. Trebuie să aflăm preţul minim $P_{1+II}(Z')$ cu $Z' - Z_M = H$. Cea mai mică valoare a lui $Z'$ este evident $Z' = a_1 + a_{II}$ (fig. 32.20, $b_1$, $b_2$ şi $b_3$).

Prin urmare, curba $P_{1+II}(Z')$ începe din punctul $A'$, astfel încât $\overline{O'A'} = \overline{O_1A_1} + \overline{O_2A_2}$ .

Fie $Z$ o valoare particulară a lui $Z'$. Dacă se ia pentru $H$ valoarea $H^*$ vom avea:

$$Z = Z^* = Z'^* - H^* \tag{32.19}$$

$$P_{1+II}(Z^*, H^*) = P_1(Z'^* - H^*) + P_{II}(H^*) \tag{32.20}$$

$$P_1 = F_1E_1 = b_1 - D_1E_1; \quad P_{II} = F_2E_2 = b_2 - D_2E_2 \tag{32.21}$$

$$P_{1+II} = E'F' = b' - D'E' \tag{32.22}$$

de unde:

$$P_{1+II} = b' - (D_1E_1 + D_2E_2) = b' - D'E'$$

Deci>

$$D'E' = D_1E_1 + D_2E_2 \tag{32.23}$$

Se va obţine o valoare minimă a lui $P_{1+II}$ dacă $D_1E_1 + D_2E_2$ este minim. Pentru aceasta se obţine curba $P_{1+II}(Z')$ în felul următor:

Din punctul $A'$ se trasează segmentele componente ale celor două curbe $P_1(Z_M)$ şi $P_1(H)$ în ordinea descrescătoare a valorilor coeficienţilor unghiulari ale acestora ( $\alpha = \dfrac{\Delta P}{\Delta Z}$ şi $\beta = \dfrac{\Delta P}{\Delta H}$ ).

În figura 32.20 $b_3$, această ordine este $\alpha_1$; $\beta_1$; $\beta_2$; $\alpha_2$; $\alpha_3$; $\beta_3$; $\alpha_4$. Prin recurenţă, rezultă că această însumare se poate face pe toată reţeaua. Ultima curbă obţinută este cea din capătul amonte al întregului plot (de exemplu la rezervor).

Cunoscând valoarea $Z_R$ pentru o reţea se pot stabili cele două diametre (v. pct. 1) pe ultimul tronson adăugat în serie. De exemplu, în figura 32.20.c rezultă că pe tronsonul II se aleg diametrele $D_{2.1}$ şi $D_{2.2}$. Se află apoi pierderile de sarcină pe acest tronson şi cota piezometrică a bornei din aval. Din aproape în aproape se determină diametrele tronsoanelor de pe toată reţeaua.

NOTĂ:

Pentru dimensionarea conductelor se anexează la capitolul 32 graficele: fig. 32.21; 32.22; 32.23 şi 32.24.

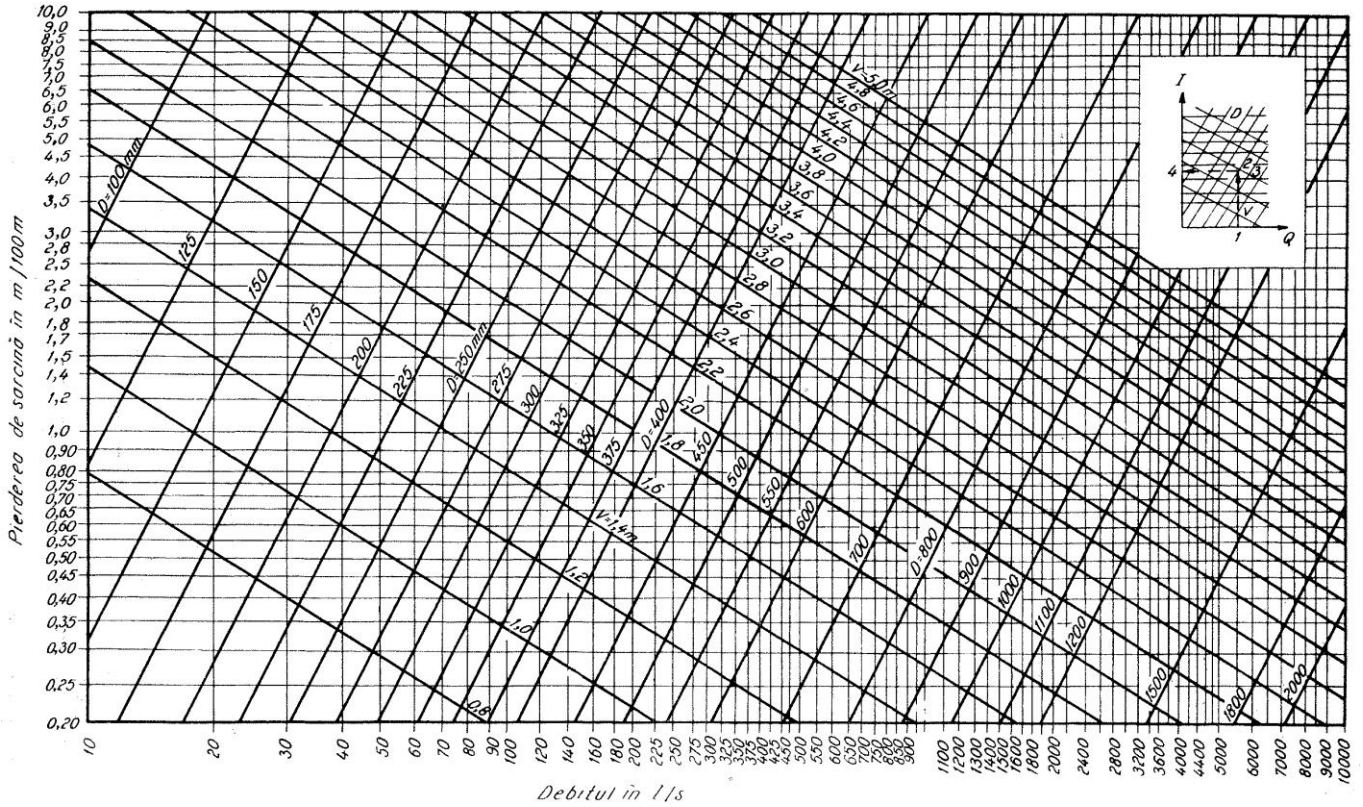



**Fig. 32.21.** Grafic pentru dimensionarea conductelor metalice.

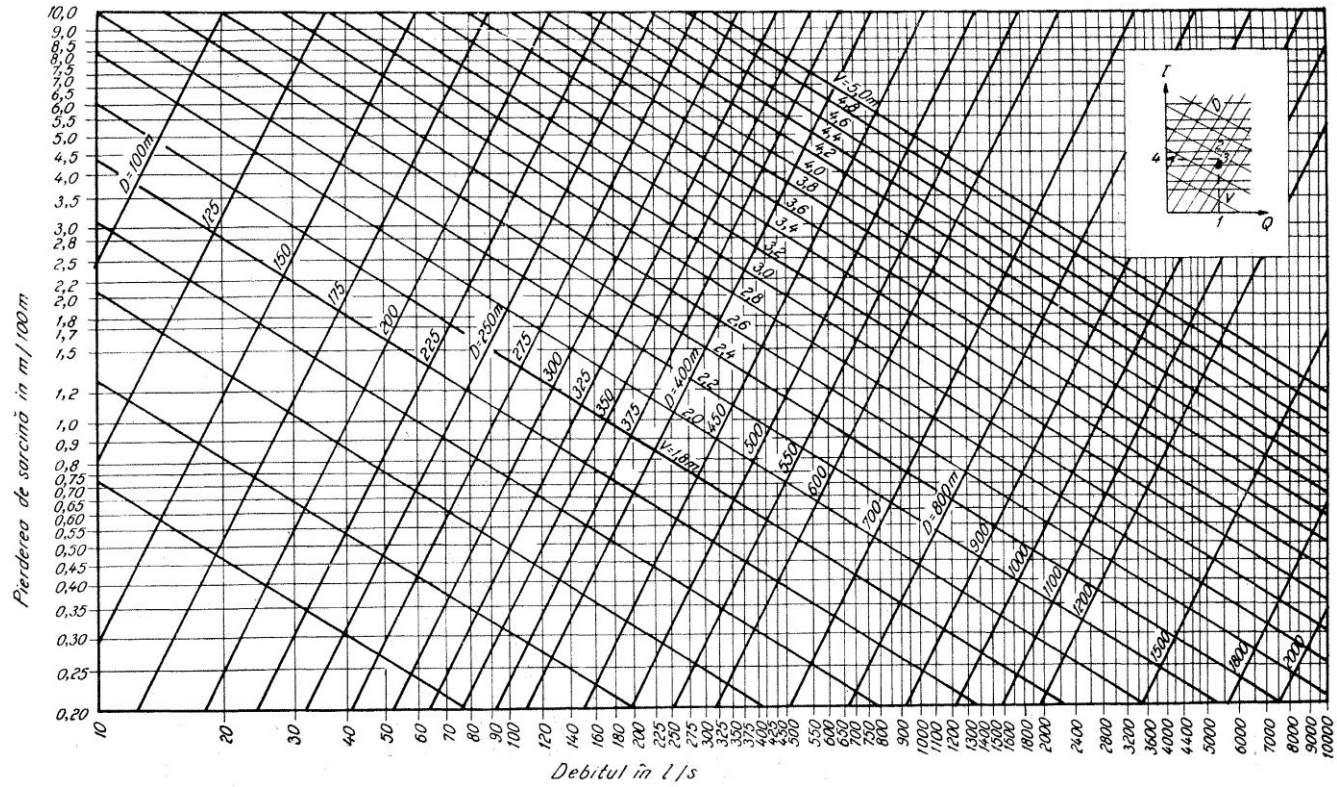



**Fig. 32.22.** Grafic pentru dimensionarea conductelor din beton armat precomprimat (PREMO).

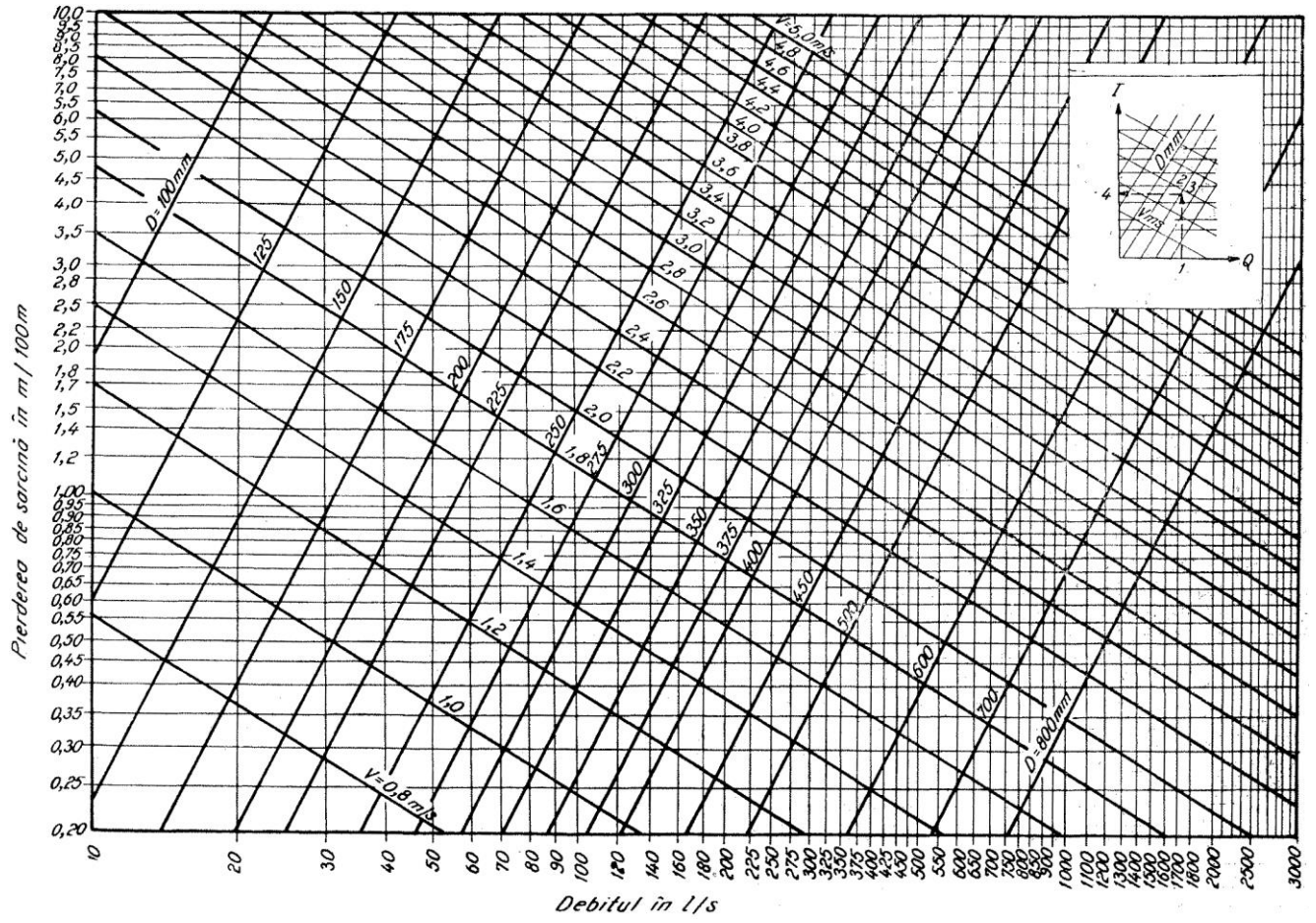



**Fig. 32.23.** Grafic pentru dimensionarea conductelor din azbociment.

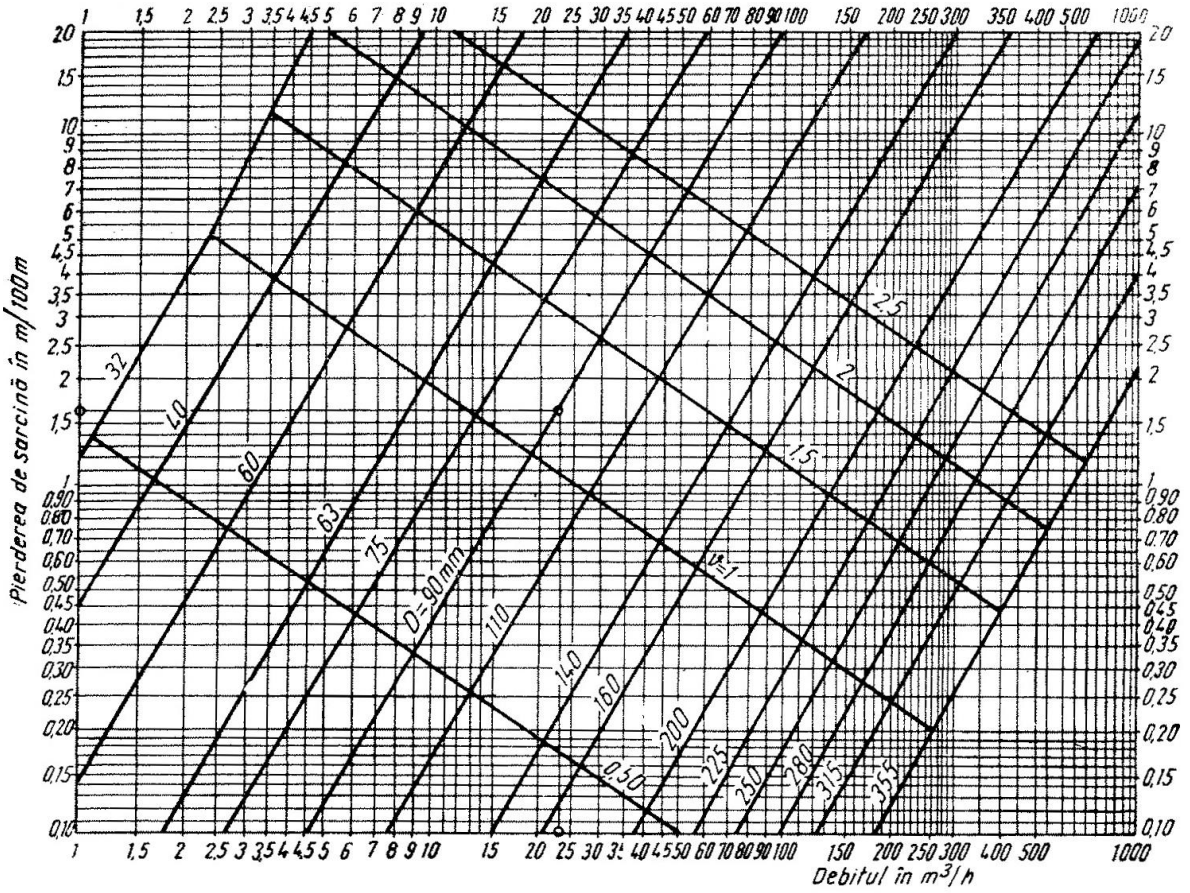



**Fig. 32.24.** Grafic pentru dimensionarea conductelor din material plastic.

Capitolul 33

# AUTOMATIZĂRI ÎN IRIGAŢII. BAZA DISPECERIZĂRII ÎN SISTEM INFORMATIZAT

## 33.1. GENERALITĂŢI. SCHEME GENERALE DE AUTOMATIZARE

Automatizarea proceselor de irigare-udare reclamă o strânsă legătură cu reţelele de irigare, care trebuie să fie capabile să furnizeze apa la „cerere” sau după „program”.

Automatizarea proceselor de irigare-udare trebuie să asigure următoarele trei acţiuni: decizia când se irigă, cantitatea de apă necesară pentru culturi, dirijarea şi controlul cantităţii de apă folosită.

Drumul pe care-l urmează evoluţia automatizării, din punct de vedere al formaţiilor cuprinse în sistem, trecând prin cele două faze (I şi II), este jalonat în schema din figura 33.1.

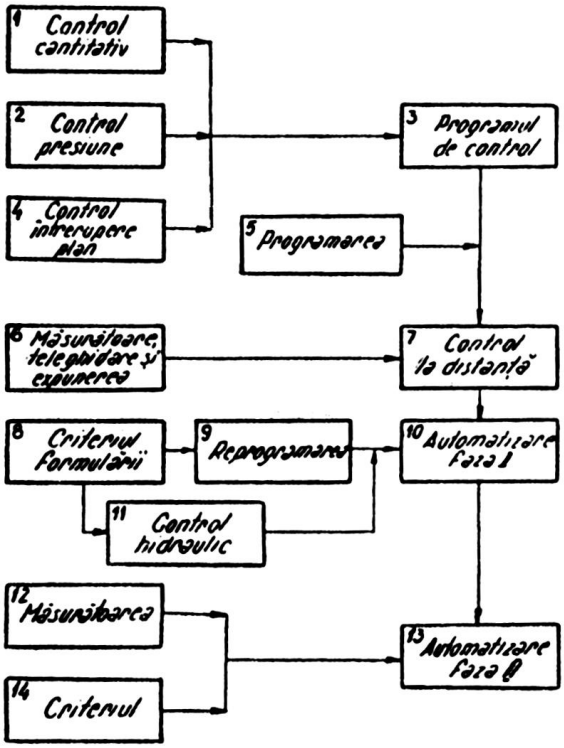



**Fig. 33.1.** Schema informatică a procesului de automatizare.

Prima fază este de colectare a datelor, care cuprinde existenţa: controlul cantitativ (1), controlul presiunii (2), controlul întreruperii planului (4).

Toate acestea determină existenţa programului de control (3), care împreună cu programarea (5), cu măsurătoarea, teleghidarea şi expunerea (6) acţionează asupra reprogramării (9) şi a controlului hidraulic (11).

Reprogramarea (9), controlul hidraulic (11), împreună cu controlul de la distanţă (7), formează automatizarea faza I (10).

Trecerea de la automatizarea faza I (10) la automatizarea faza II (13) se face prin adăugarea măsurătorii (12) şi a criteriului (14).

Funcţiile pe care trebuie să le asigure mijloacele tehnice dintr-un sistem de automatizare sunt:

– măsurarea parametrilor tehnologici (nivel apă, debite, poziţie vană, grad umiditate, prag temperatură etc.) la nivelul necesar de exactitate;

– semnalizarea activă de avarie în sistem;

– controlul şi comanda obiectivelor bipoziţionale (cuplat-decuplat, ridicat-coborât, închis-deschis etc.);

– comanda obiectivelor multipoziţionale (mai mult – mai puţin, ridicare – coborâre – stop etc.);

– comanda directă a obiectivelor sau comanda prin emitere de impulsuri la instalaţiile automatizării locale;

– reprezentarea parametrilor la postul dispecer sub formă de cifre, impulsuri etc.;

– înregistrarea parametrilor măsuraţi;

– reglarea automată a parametrilor prin instalaţiile automaticii locale;

– conlucrarea, când este cazul, cu maşinile de calcul.

În figura 33.2. se dă schema funcţională a unui sistem automatizat.

În exemplul din fig. 33.3, temperatura θ (mărimea de ieşire a S.A.) este reglată automat, în funcţie de valorile tensiunii $U_1$ (mărimea de intrare în S.A.).

Temperatura θ este convertită (prin intermediul traductorului $T_r$) în tensiunea de reacţie $U_r$; legătura stabilită de la ieşirea la intrarea sistemului este numită *reacţie principală*.

În elementul de comparaţie EC se efectuează diferenţa dintre tensiunea de intrare $U_1$ şi tensiunea de reacţie $U_r$ prin conectarea în poziţie a acestor tensiuni continue, rezultând la ieşirea elementului de comparaţie tensiunea $U_a$; $U_a = U_1 - U_r$ aplicată amplificatorului A. Tensiunea $U_b$ aplicată la ieşirea acestui amplificator este aplicată motorului M care modifică debitul $Q$ şi deci temperatura θ.

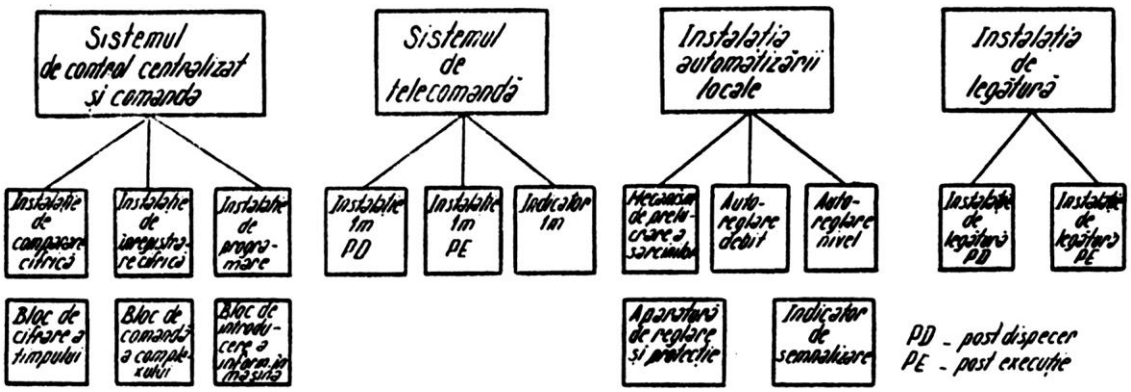



**Fig. 33.2.** Schema funcţională a complexului mijloacelor tehnice pentru controlul centralizat şi comandă a sistemelor automatizate

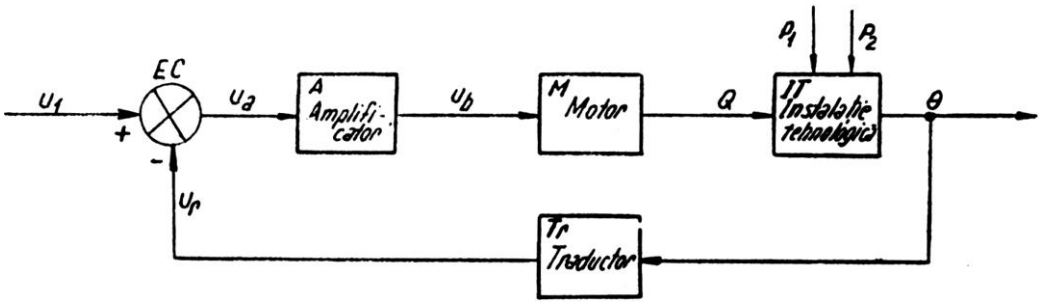



**Fig. 33.3.** Schema de elemente a unui sistem automatizat EC – element de comparaţie; $Q$ – debit modificat; θ – temperatură; $P_1$, $P_2$ – perturbări; $U_1$ – mărime de intrare; $U_a$ – tensiune de ieşire din EC; $U_b$ – tensiune de ieşire din A; $U_r$ – tensiune de reacţie.

## 33.2. METODE, ECHIPAMENTE ŞI APARATE FOLOSITE ÎN AUTOMATIZAREA PROCESULUI DE IRIGARE

Adoptând ca tehnologie schema activităţilor procesului de automatizare în irigaţii din fig. 33.4, echipamentele şi aparatele cu funcţionare hidraulică sau electrică vor fi prezentate grupat pe unităţile respective (1-7).

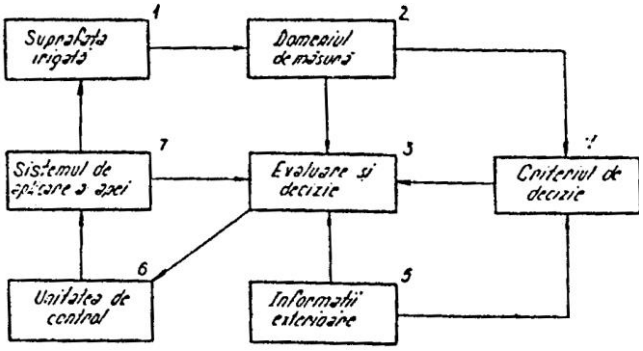



**Fig. 33.4.** Schema descompunerii activităţii procesului de irigare.

### 33.2.1. METODE, ECHIPAMENTE ŞI APARATE PENTRU COLECTAREA (MĂSURAREA) DATELOR

Elementele care servesc pentru colectarea datelor, într-un sistem de irigaţii automatizat, sunt foarte diferite din punct de vedere constructiv, în funcţie de parametrii pe care să-i măsoare. Sesizorii primari (traductorii), care măsoară parametrii exteriori sau interiori sistemului de automatizare, se pot referi la: parametrii din sol, parametrii atmosferici, parametrii fiziologici, parametrii hidraulico-funcţionali ai reţelei şi sursei (debite, niveluri, presiuni) etc.

În cele ce urmează se vor face referiri la mijloacele de măsurare a parametrilor principali în tehnica amenajării şi exploatării sistemelor de irigaţii, ca: umiditatea solului, sucţiune, indicii fiziologici ai plantelor, evapotranspiraţia (consumul de apă), temperatura atmosferică etc. şi se va urmări încadrarea aparatelor specifice diferiţilor parametri în scheme de automatizare.

1°. *Măsurarea umidităţii din sol. Principii, metode şi aparate*

Asigurarea unui regim de irigare corect necesită cunoaşterea şi corelarea permanentă a umidităţii disponibile în sol cu cerinţele plantelor pentru apă.

Experienţele privind momentul de aplicare a udărilor, bazate în general pe culoarea frunzelor şi stadiul de dezvoltare a plantelor, sunt, în prezent, completate, în cadrul sistemelor moderne şi automate de irigaţii, cu aparatură sensibilă, care determină umiditatea solului, respectiv tensiunea de reţinere a apei în sol.

Metodele cele mai folosite sunt: gravimetrică, electrometrică şi radiometrică.

*Metoda directă, gravimetrică,* neîncadrându-se în procesul de automatizare a irigaţiei pe parcele, deşi este precisă, nu va fi dezvoltată în continuare.

*Metoda electrometrică şi aparate.* Metoda a fost experimentată de diferiţi specialişti, ca:

– *F.D. Gardner* (1968), care încearcă să măsoare rezistenţa electrică a solului introducând doi electrozi direct în sol.

– *B.E. Levingston* (1968), propune să se determine umiditatea solului prin dozarea gravimetrică a umidităţii unor corpuri poroase menţinute în sol până la realizarea echilibrului.

– *Bouyoucos* şi *Mick,* îmbinând cele două metode, elaborează metoda de măsurare a rezistenţei electrice în blocuri de ghips. Metoda se bazează pe măsurarea rezistenţei electrice sau a intensităţii curentului ce trece între doi conductori încorporaţi într-un bloc de material poros (ghips) îngropat în sol, luând astfel umiditatea solului (fig. 33.5 a.b.c).

În scopul centralizării şi automatizării colectării datelor asupra umidităţii solului, folosindu-se principiile metodei electrometrice, s-a realizat o instalaţie de automatizare de tipul celei prezentată schematic în fig. 33.5.c).

*Metoda radiometrică şi aparate.* Metoda radiometrică, folosită pentru determinarea umidităţii solului, se bazează pe radierea radioactivă. Pentru iradiere se preferă surse de radiaţii formate din izotopi cu o perioadă de semidezintegrare (*T*) cât mai lungă.

Metodele de iradiere se grupează în: metode bazate pe moderarea neutronilor rapizi, metode bazate pe absorbţia radiaţiei gama şi metode bazate pe retroîmprăştierea radiaţiei gama.

În fig. 33.6 se prezintă schematic modul de instalare şi de efectuare a măsurătorilor cu sonda cu neutroni.

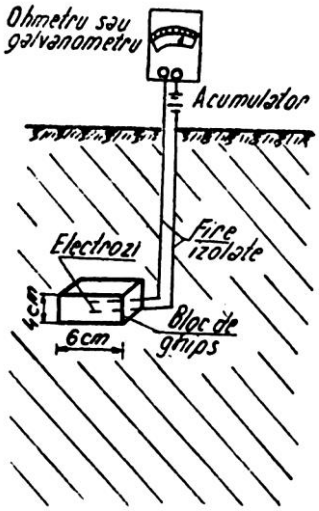
2°. *Măsurarea sucţiunii*

*Principii şi metode.* Sucţiunea solului, pentru apă, exprimă modul (forţele) în care solul reţine apa. Sucţiunea se poate defini ca fiind deficitul de presiunea atmosferică. Forţa de sucţiune este invers proporţională cu conţinutul de apă din sol.

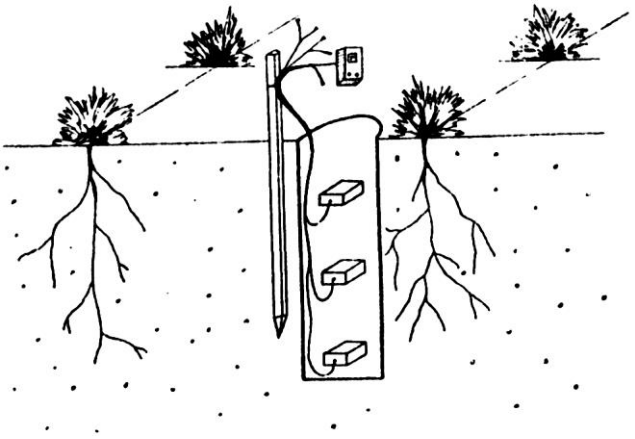
*Schofield* introduce (1935) noţiunea de *pF* (logaritmul zecimal al diferenţei de presiune H, exprimată în centimetri coloană de apă):

$$p = \log H$$

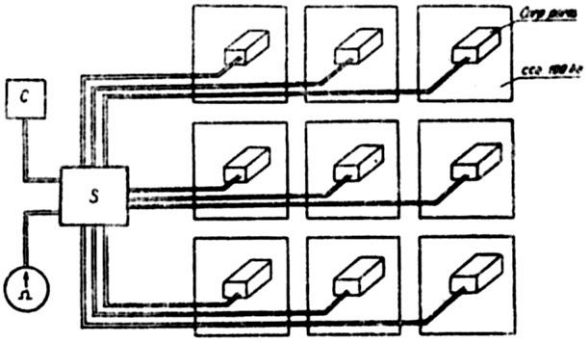
Valorile pF variază între limitele *pF* = 7 pentru sol uscat şi *pF* = 0 la capacitatea de saturaţie a solului. Tensiunea umidităţii solului la coeficientul de ofilire variază între *pF* = 4-4,4 şi la capacitatea de câmp între *pF* = 2,0-2,6. Apa uşor accesibilă se găseşte în intervalul *pF* = 2-3.




**a.** Schema electrometrului Bouyoucos.



**b.** Schema de aşezare a blocurilor absorbante de ghips, pentru urmărirea umidităţii pe profilul solului.




**c.** Schema în plan a unei instalaţii pentru măsurarea centralizată a umidităţii solului, după metoda electrometrică: C – centrala; S – selector rotativ; Ω – aparat pentru măsurarea rezistenţei (suprafaţa servită de 9 blocuri din ghips pe un sol relativ uniform este de 600-1000 ha).

**Fig. 33.5.** Automatizarea măsurii umidităţii prin metode electrometrice.

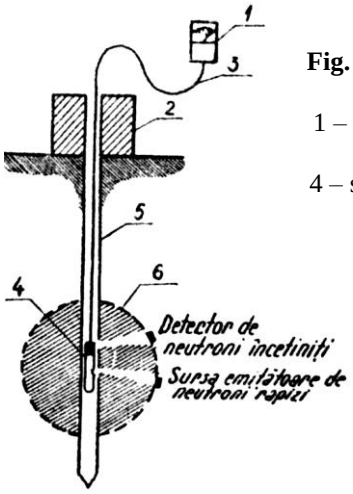
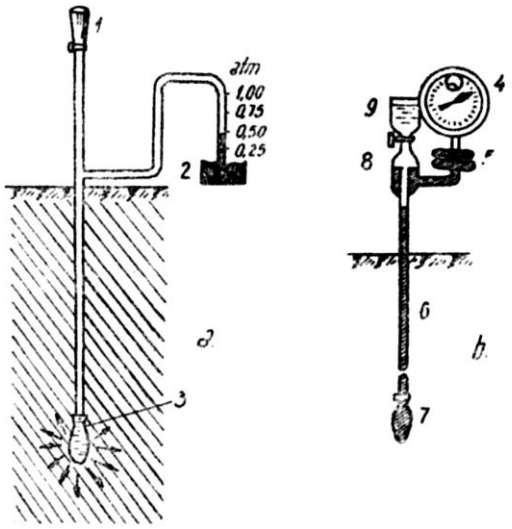


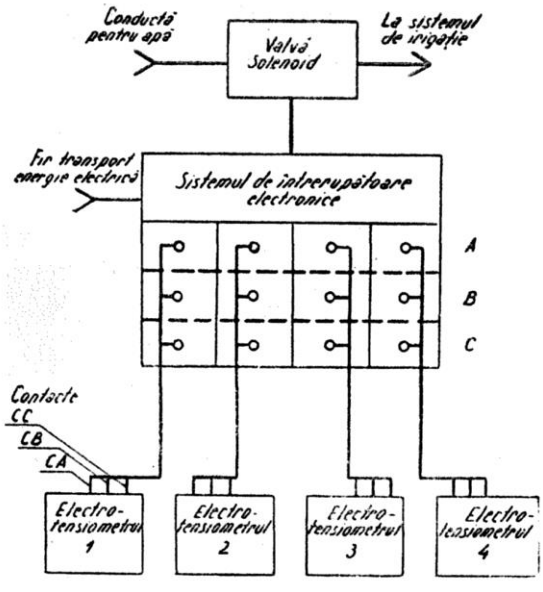

**Fig. 33.6.** Schema de instalare a sondei cu neutroni:
1 – contor cu cadran; 2 – cutie protectoare; 3 – cablu;
4 – sonda; 5 – tub de aluminiu;
6 – sfera de influenţă.

Tensiometrele se bazează pe faptul că între un vas poros şi sol are loc un schimb de umiditate care conduce la realizarea unui echilibru al sucţiunii.

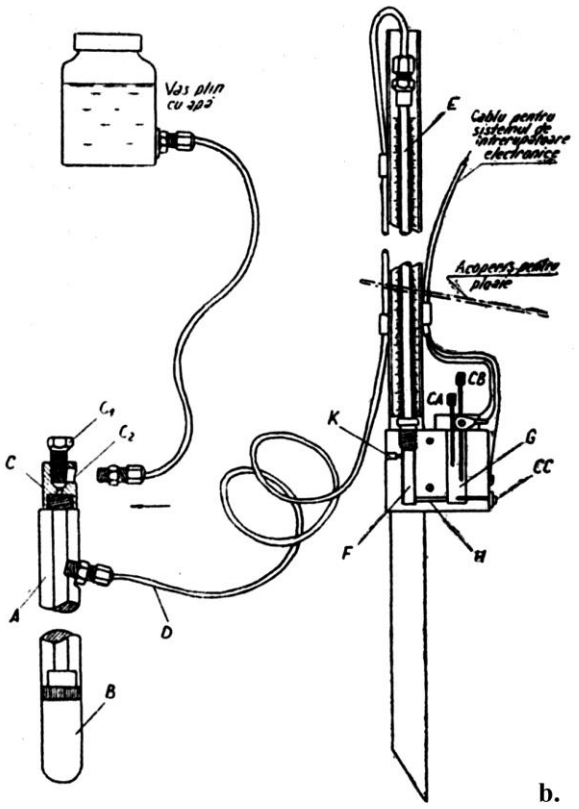
*Electrotensiometrul* se foloseşte în sistemele de irigaţii automate. Componentele de bază ale aparatului sunt următoarele trei: electrotensiometrul, întrerupătorul electric al sistemului, care conţine programul cerinţelor, valva solenoid, care închide şi deschide sistemul de irigaţie (fig. 33.7.b).




a.




c.




b.

a – Tensiometre Richards: *a* – varianta cu manometru cu mercur; *b* – varianta cu manometru metalic:
1 – rezervor de apă; 2 – manometru cu mercur; 3 – capsulă poroasă; 4 – compactor cu cadran; 5 – capsulă manometrică; 6 – coloană hidraulică; 7 – sondă poroasă; 8 – trapă de aer; 9 – lichid de rezervă.
b – Electrotensiometrul ICWA.
c – Schema sistemului de automatizare pentru colectarea datelor şi darea deciziilor: Sistem *Layout.* CC – contact permanent; CA – contact de maxim; CB – contact de minim.

**Fig. 33.7.** Automatizarea procesului de udare comandat de sucţiune.

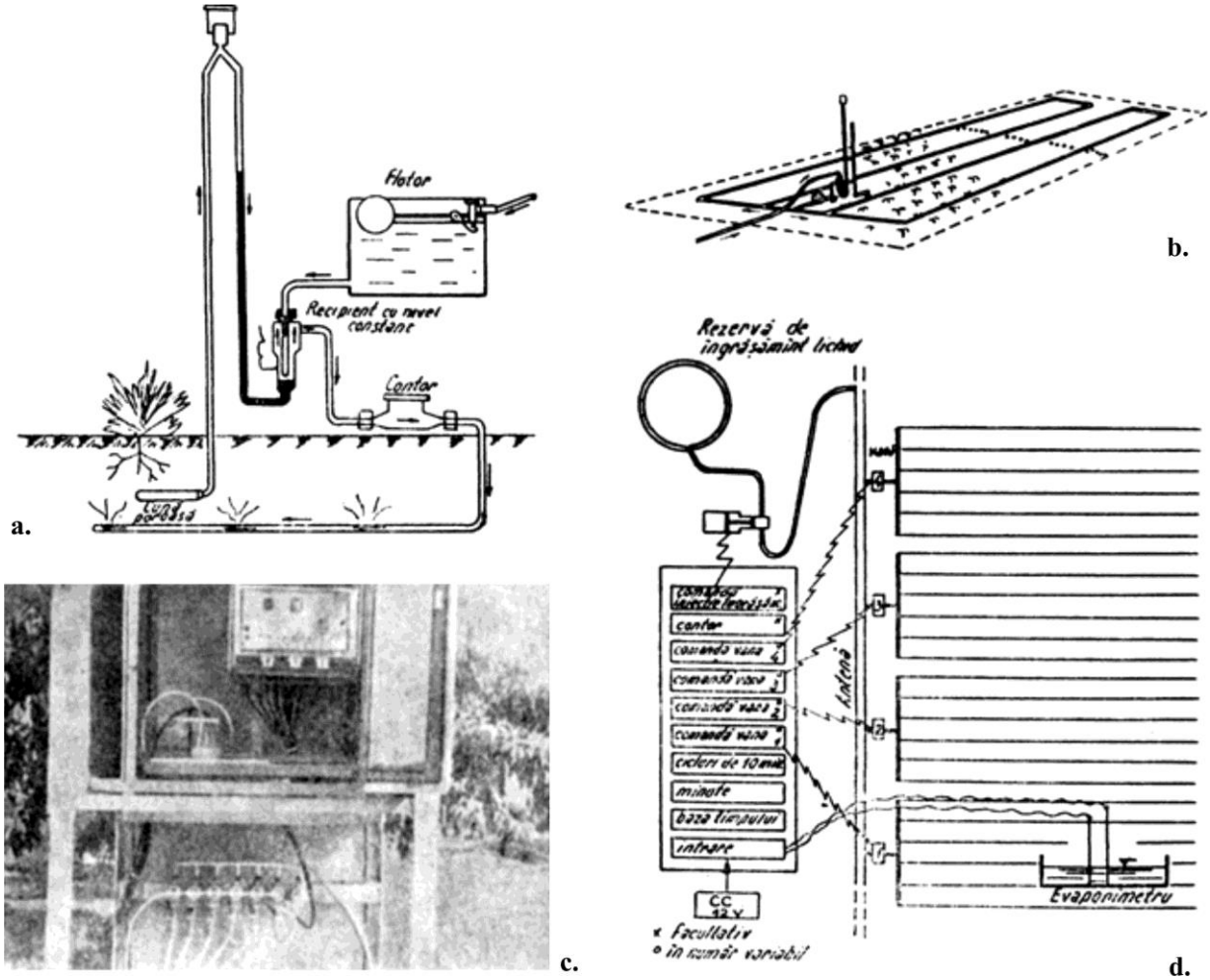



Fig. 33.8. Automatizarea procesului de udare comandat de evapotranspiraţie: a – Schema de amplasare şi funcţionare a tensiometrului; b – Amplasarea în câmp a instalaţiei de subirigare; c – Legătura bacului la programator (Sistemul de irigaţii Rhône Languedoc – Franţa); d – Schema unei instalaţii automate aservită evapotranspirometrului. Instalaţia asigură simultan şi îngrăşământul necesar.

3° *Măsurarea consumului de apă al plantelor*

*Principii şi metode.* Consumul de apă al plantelor variază în timpul sezonului de vegetaţie, crescând în timpul fazelor critice (pentru umiditate, ale plantelor).

Aparatele pentru măsurarea consumului de apă. Se pot grupa: (evapotranspirometre), tensiometre evaporimetru pilot ş.a. Prezentarea schematică a unora din aceste aparate, precum şi modul de amplasare în câmp şi în reţeaua de automatizare sunt reliefate în fig. 33.8 a, b, c, d.

*Tensiometrul* folosit în irigaţia automată la controlul evapotranspiraţiei se conectează la o instalaţie de subirigare. Instalaţia a fost realizată pe două circuite independente din tuburi de PVC cu $D_n$ = 12 mm şi 10 mm (perforate), aşezate la distanţa de 1,5 m unul de altul şi la adâncimea de 0,15 m. Alimentarea cu apă a instalaţiei se face de la un recipient cu nivel constant (fig. 33.8.a).

*Evaporimetrul pilot.* Este alcătuit dintr-un bac (mic rezervor), cu $D_n$ = 10 cm, conţinând apă, în care se scufundă doi electrozi, între care circulă un curent foarte slab (fig. 33.8.c).

Ansamblul este plasat într-un adăpost meteorologic. Fluctuaţiile de nivel (minim şi maxim) în bac (prin evaporaţie, respectiv alimentare cu apă) sunt transmise programatorului, care comandă închiderile şi deschiderile succesive ale vanelor electrice.

## 33.2.2. METODE, ECHIPAMENTE ŞI APARATE PENTRU PRELUCRAREA ŞI INTERPRETAREA DATELOR

Prelucrarea datelor înseamnă exprimarea parametrilor citiţi (privitor de exemplu la apa din sol), în mărimi care să poată fi comparate cu valori ale plafonului minim de umiditate din sol, sau cu valori ale capacităţii de câmp a solului respectiv.

Totodată, prelucrarea datelor trebuie să ţină seamă şi de factorul plantă (necesităţile de apă pentru

dezvoltare a plantei în faza de vegetaţie respectivă).

Parametrii măsuraţi sunt introduşi în calculatorul analogic sub formă de tensiune electrică variabilă în timp.

Calculatorul analogic efectuează citirile diferenţelor existente între măsurătoare şi plafonul minim de umiditate din solul respectiv.

### 33.2.3. METODE, ECHIPAMENTE ŞI APARATE PENTRU COMENZI ÎN SISTEM

Principii şi caracteristici ale aparaturii pentru comenzi în sistem: într-un sistem automatizat aplicat în irigaţii, comenzile se transmit de la postul dispecer la postul comandat, prin linia de telecomandă.

Aparatura pentru comenzi în sistem cuprinde: aparatura de comandă (de panou) şi aparatura comandată (de regulă, la schemele automatizate în câmp).

*Aparatajul de comandă* constă din diferite dispozitive care acţionează, de regulă, asupra alimentării cu energie electrică a aparaturii comandate. Cel mai frecvent folosite pentru realizarea acestui scop sunt întrerupătoarele (comutatoarele-întrerupătoare cu mai multe poziţii).

*Aparataj comandat.* Într-un sistem de automatizare pentru irigaţii, obiectivul care se urmăreşte a fi comandat este distribuţia apei în câmp. Elementele comandate trebuie să fie capabile să modifice debitul de apă distribuit.

Acest obiectiv se realizează cu ajutorul vanelor amplasate pe conductele de distribuţie a apei, comandate de la distanţă.

Cele mai frecvente aparate comandate sunt vanele electrice cu motor şi vanele solenoid.

Reuşita aplicării automatizării în procesele de irigare-udare este condiţionată de corecta funcţionare a acestor vane.

*Aparataj comandat.* Cuprinde mai multe tipuri de vane:

– *Vană electrică solenoid comandată de la distanţă* a cărei punere în funcţie se face prin alimentarea bobinei solenoidului, care va exercita retragerea rezistorului şi va deschide trecerea apei; prin întreruperea alimentării cu energie electrică a bobinei solenoidului, arcul membranei va închide vana.

– *Vana acţionată de motor electric* alimentat cu energie de la reţeaua de curent alternativ monofazic sau trifazic. Motorul are o turaţie mare de aceea se interpune un reductor între axul motorului şi axul dispozitivului de închidere a vanei.

*Instalaţia de distribuţie automată a apei pe teren.* Distribuţia (aplicarea) automată a apei pe parcele se face cu ajutorul unor echipamente hidraulice. Se adoptă, în acest scop, la sistemele existente, sau noi, o serie de vane acţionate de la distanţă, apa la hidranţi având o presiune de 3 bari.

O extindere mai mare au tipurile de instalaţii (sisteme) de irigaţii automatizate, fabricate de firma Bermad; instalaţiile se numesc „Follow-Thru” 201; 301; 401.

Principalele avantaje pe care le prezintă sunt: controlul permanent al irigaţiei, prin măsurarea cantităţii de apă livrată şi adaptabilitatea instalaţiilor în funcţie de sol şi cultură.

Schemele constructiv funcţionale se prezintă în cap. 34.3. figurile 34.11 şi 34.12.

### 33.2.4. METODE, ECHIPAMENTE ŞI APARATE PENTRU CONTROL ÎN SISTEM

Într-un sistem de irigaţie automatizat este absolut necesară cunoaşterea permanentă a parametrilor de funcţionare pentru elementele din schema de automatizare folosită.

Aparatura pentru măsură şi control este foarte variată şi depinde de schema de automatizare folosită (fig. 33.10 a, b).

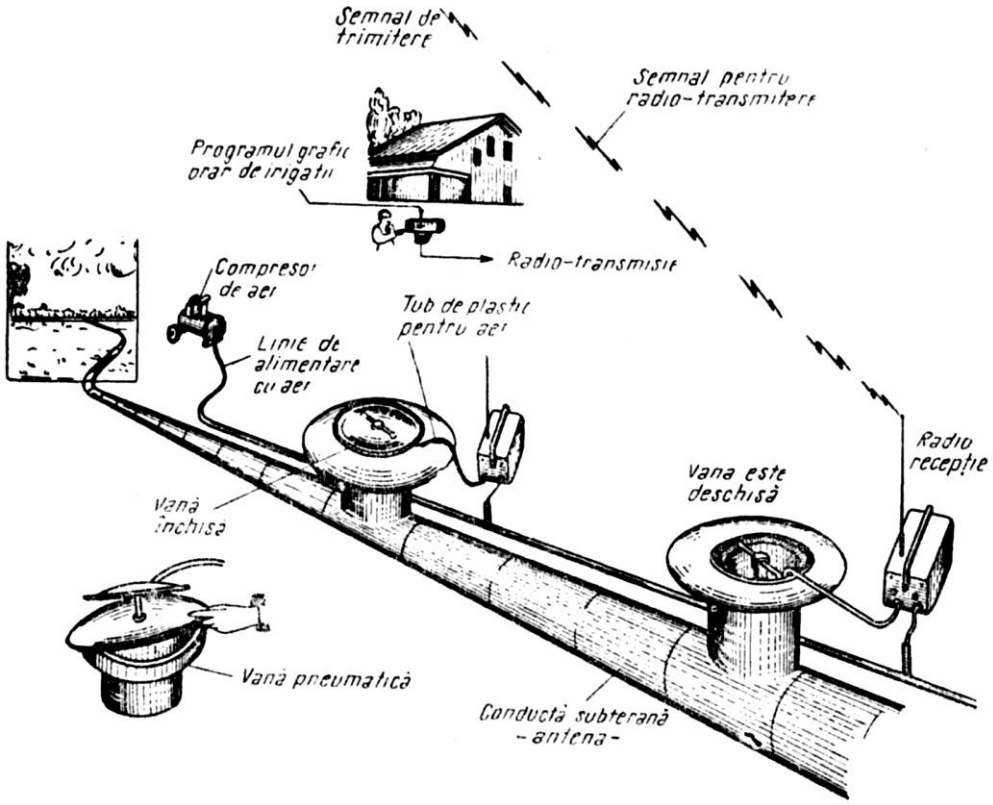
Controlarea circuitelor de telemăsură se face cu diferite aparate, cum ar fi: aparat pentru controlul continuităţii circuitului de transmitere a telemăsurii, aparat de control al funcţionării senzorului primar (ohmmetru, miliampermetru etc.), aparataj de control pentru elemente în postul dispecer etc.

Controlul debitelor distribuite se face prin: vanele de măsură cuplate la un tablou general de control al funcţionării lor (fig. 33.10.a), controlul poziţiei vanelor de distribuţie a apei etc.

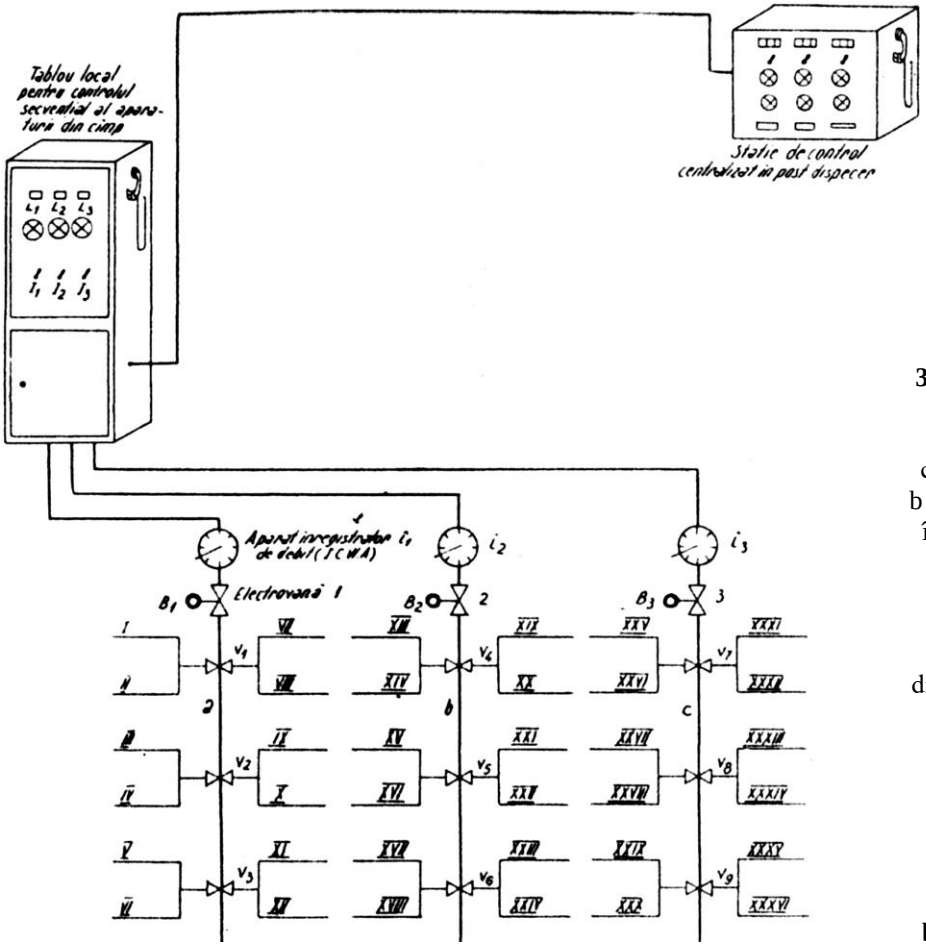
Pentru exemplificare se consideră instalaţia cu aparatajele de control a unui sistem de irigaţii automatizat pentru telecomandă (fig. 33.10.b).

Acest sistem permite: teleînchiderea şi teledeschiderea electrovalvelor, comanda continuă circulară, supravegherea continuă a distribuţiei apei pe câmp, teleschimbarea cantităţilor de apă în timpul irigării, raţionalizarea cantităţilor de apă, prin posibilitatea sistemului de a decupla (secvenţial) câte o singură electrovană.

Debitele distribuite, citite de aparatele înregistratoare, $\hat{i}_1$, $\hat{i}_2$, $\hat{i}_3$, sunt centralizate în tabloul local de control, iar citirea rezultată este transmisă la o staţie centrală de control, în care se centralizează controalele privitoare la: debite distribuite, controlul fertilizării, controlul semnalului de telemăsură etc.




**a.**




**b.**

**33.10.** Soluții, echipamente și aparate pentru control în sistem: a – Vane pneumatice controlate prin radio pe conducte de distribuţie sub presiune; b – Amplasarea aparatajului de control într-un sistem de irigaţii automatizat pentru telecomandă (servește circa 1.000 ha): $i_1$, $i_2$, $i_3$ – aparate înregistratoare de debit; *1*, *2*, *3* – electrovane; *a*, *b*, *c* – conducte de distribuţie; *I* – *XXXVI* – antene; $L_1$, $L_2$, $L_3$ – lămpi de semnalizare locală a avariilor; $B_1$, $B_2$, $B_3$ – puncte de semnal; $v_1$ – $v_9$ – vane de izolare.

# 33.3. AUTOMATIZAREA REŢELELOR DE CANALE. ADUCŢIUNI ŞI DERIVAŢII. REGLĂRI ŞI COMENZI

## 33.3.1. UTILITATEA TEHNICĂ A AUTOMATIZĂRII REŢELELOR DE ADUCŢIUNE ŞI DISTRIBUŢIE

Problema irigaţiei automate constă în a aduce şi distribui apa necesară la beneficiari în funcţie de cerinţe.

Repartiţia şi reglarea debitului de apă în orice moment, în fiecare canal şi la fiecare priză, fără exces sau deficit, conform cerinţelor, constituie fondul automatizării în reţelele de irigaţii. Dispecerizarea distribuției apei în sistem informatizat implică echiparea amenajării cum se prezintă mai jos. Cerințele de apă, variabile în timp, se satisfac tehnic şi economic fie după un „program de udare” stabilit în prealabil, fie la „cerere” sau „mixt”.

Automatizarea complexă a sistemului de irigaţii permite următoarele:

– conducerea debitelor necesare în fiecare moment, în orice punct al reţelei;

– măsurarea riguroasă a acestor debite, cu înregistrările necesare unei corecte taxări a consumatorilor;

– evitarea pierderilor de apă sau altor pagube în caz de avarii sau greşeli în exploatare (sau reducerea la minim a pierderilor de apă);

– folosirea raţională a resurselor de apă din sistem sau sursă;

– folosirea la maximum a capacităţii normale de transport a reţelei de canale şi în scop de înmagazinare;

– evitarea reglărilor individuale în punctele izolate sau concentrate de distribuţie;

– mărirea siguranţei funcţionării construcţiilor şi instalaţiilor din reţea;

– micşorarea numărului personalului de exploatare;

– economia de apă, faţă de sistemele clasice cu reglări individuale;

După natura sistemelor de irigaţii şi procedeele de distribuţie a apei se diferenţiază automatizarea:

• la nivelul reţelei hidrotehnice de aducţiune şi distribuţie:

– pentru reţelele deschise – canale cu nivel liber;

– pentru reţelele închise – conducte sub presiune.

• la nivelul parcelelor de irigat:

– cu distribuţia apei prin programare;

– cu distribuţia apei la cerere şi prin avertizare.

## 33.3.2. AUTOMATIZAREA PE REŢELELE DE CANALE

Pentru sistemele de irigaţii deschise, problemele de automatizare se referă la: reglarea debitelor, reglarea nivelurilor şi funcţionarea reţelelor.

### 33.3.2.1. Reglarea debitelor şi tehnica reglării

1°. *Necesitatea controlului debitelor*

La baza realizării oricărui sistem de irigaţie se găseşte un plan de irigare asigurător (circa 80%), compus din planuri-programe de udare.

*Cerinţe şi disponibilităţi de apă.* Volumul de apă necesar a se furniza fiecărei parcele variază de la an la an, după stadiul dezvoltării (culturii) şi condiţiile meteorologice.

Prin irigaţii se aduce apa necesară completării sau acoperirii deficitului, iar prin distribuţie se urmărește livrarea acesteia în conformitate cu „cerinţele”. Această dificilă problemă s-a dezvoltat pentru cazul disponibilului (abundenţei) de apă în sursă, prin tehnica reglării automate a debitelor şi a nivelurilor, cunoscută sub numele de „comandă din aval”.

*Capacitatea canalelor.* Reglarea debitelor, cu economisirea maximă a apei în rețeaua de canale, conduce spre secțiuni mari ale canalelor, permițând reținerea apei în acestea (având deci și rol de acumulări pentru compensare în reglare), fără pierderi în afară – Soluția I. Atunci când consideraţiile financiare conduc la limitarea secțiunii canalelor, se impune echiparea acestora cu descărcări laterale (sifoane, deversoare, canale de evacuare), prin care unele tranşe de apă sunt evacuate în afară – Soluţia II (cu pierderi de apă în afară).

Calculul economic comparativ al celor două soluţii evidenţiază:

– în soluţia I: canalele de secţiuni foarte mari, deci foarte costisitoare, a căror capacitate nu va fi utilizată decât ocazional, dar fără pierderi de apă;

– în soluţia II: canalele au secţiuni mai reduse, mai ieftine, cu instalaţii laterale de descărcare de siguranţă, dar cu pierderi de apă.

*Economia apei.* Sursele de apă folosite de sistemul de irigaţie, fiind de cele mai multe ori insuficiente, se impune o riguroasă evidenţă şi limitare a pierderilor de apă.

Ca o măsură de reducere a pierderilor de apă se poate evidenţia, în cazul reglărilor clasice „prin amonte”, soluţia întreruperii alimentării din centrul de priză (capul reţelei) cu câtva timp ($\tau$) înainte de a avea loc închiderea în aval (la derivaţii) de către personalul de exploatare de pe reţea. Cu toată rigurozitatea stabilirii

timpului τ, în reţea vor interveni dificultăţi de exploatare, datorate pe de o parte pierderilor de apă, rămasă în reţea, iar pe de altă parte timpului necesar reluării procesului de udare, de la redeschiderea centrului de priză și până la sosirea apei la derivaţii.

*Măsurarea apei.* Evidenţa exactă a apei în orice secţiune de derivaţie reprezintă una din condiţiile de reglare a debitelor cu triplă implicaţie:

– pentru asigurarea distribuţiei în conformitate cu planurile de udare programate (în cazul programării);

– pentru asigurarea distribuţiei în conformitate cu capacităţile de transport ale secţiunii canalelor şi ale instalaţiilor de reglare;

– pentru stabiliră corectă a consumurilor, fără posibilităţi de fraudă sau de contestaţie (din partea beneficiarilor).

2°. *Aparate pentru distribuţia debitelor*

Distribuţia – repartizarea debitelor comportă două categorii de aspecte:

1. preluarea de către o priză-derivaţie a unui debit determinat, pentru alimentarea unui canal de ordin inferior;

2. împărțirea unui debit determinat între două (sau mai multe) derivații-canale de ordin inferior.

**Modulul cu mască** (fig. 33.11 a, b, c) este un aparat de priză pentru rețele deschise cu scurgere liberă, după cerințe. Reglarea debitelor se face prin deschiderea sau închiderea completă a vanelor care au lățimi diferite. Vanele odată fixate, deci aparatul reglat, debitul se menține constant (cvasi-constant), chiar dacă nivelul apei prezintă oscilații în amonte și aval de aparat.

Constanţa (cvasi-constanţa) debitului, realizată prin acest aparat, este obţinută prin mijloace statice: asocierea dintre un prag cu profil special şi cu mască fixă, plasată la o înălţime determinată deasupra pragului, puţin în spatele crestei deversorului, cu rolul de a reduce efectul ridicării nivelului apei din amonte asupra debitului.

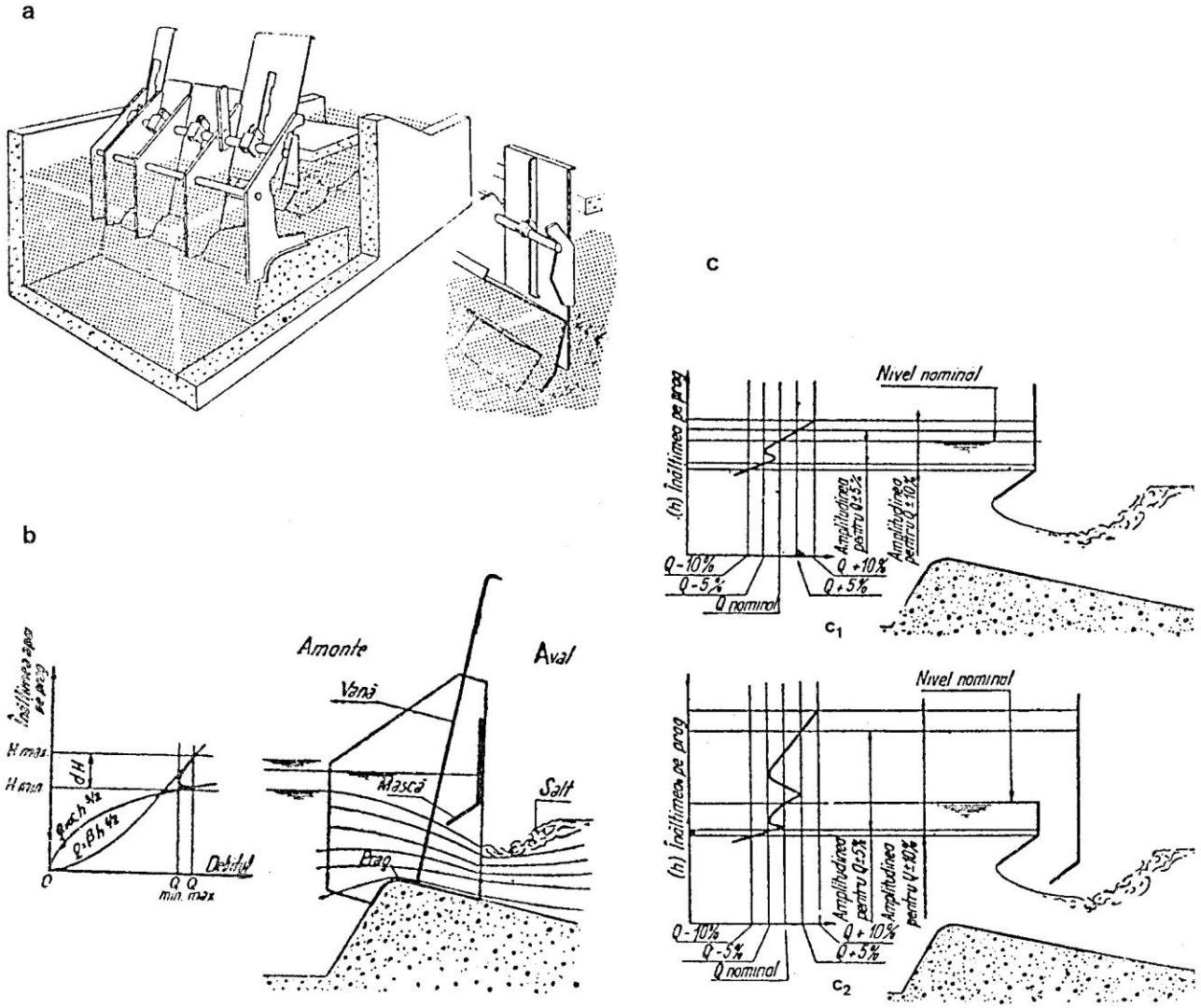



**Fig. 33.11.** Modulul cu mască. a. Modulul cu mască tip $XX_1$ 90 (vedere); b. Variaţia debitului unui modul cu mască în funcţie de înălţimea apei deasupra pragului; c. Schema de principiu şi curba de funcţionare a modulului cu: $c_1$ – o mască; $c_2$ – două măşti.

Atâta timp cât nivelul apei se găseşte sub muchia inferioară a măştii, modulul funcţionează ca un deversor, debitul urmând legea:

$$Q = \alpha \cdot h^{\frac{3}{2}} \qquad (33.1)$$

Nivelul de apă crescând, atinge muchia măştii, scurgerea se face sub sarcină, cu un coeficient de debit diminuat brusc şi cu o vână prezentând o contracţie.

Sarcina pe creasta pragului crescând mai departe, contracţia tinde să se accentueze, iar diminuarea secţiunii nefiind compensată în întregime de către mărirea vitezei de scurgere, debitul suferă o uşoară scădere, după care reîncepe să crească, urmând legea orificiilor:

$$Q = \beta \cdot h^{\frac{1}{2}} \qquad (33.2)$$

(coeficientul β are tendinţa să descrească la creşterea înălţimii apei).

Caracteristicile hidraulico-funcţionale ale acestor module sunt date în tabelul 33.1.

Debitul este fracţionabil:

– prin treapta de 5 l/s, la seria *X*, corespunde vanetelor de 5; 10; 15 şi 30 l/s;

– prin treapta de 10 l/s, la seria *XX*, care corespunde vanetelor 10; 20; 30; 60 şi 90 l/s;

– prin treapta de 50 l/s, la seria L, care corespunde vanetelor de 50; 100; 200 şi 400 l/s;

– prin treapta de 100 l/s, la seria *C*, care corespunde vanetelor de 100; 200; 400; 600 şi 1000 l/s.

Caracteristicile constructiv-funcţionale sunt următoarele:

a) Pentru fracţionarea debitului orice modul este format din mai multe treceri, cu vanete de dimensiuni diferite; modul de amplasare al elementelor componente şi forma se văd în fig. 33.11.a.

b) Pentru uniformitate, vanetele (stavilele) de dimensiuni mici se amplasează întotdeauna în partea stângă a malului canalului.

c) Vanetele sunt în mod normal complet închise sau complet deschise şi menţinute în această poziţie prin zăvoare rigidizate în axul monobloculului, care permit închiderea (încuierea) atunci când combinaţia (de vanete deschise) corespunde debitului cerut (prestabilit).

Acest dispozitiv face din modulul cu mască un instrument de control eficient, care nu poate fi schimbat (închis sau deschis) după dorinţele beneficiarilor. Acest aparat este reglat de agentul hidraulic.

Debitul nefiind dependent de variaţia nivelurilor amonte – în limitele precizate pentru fiecare aparat – determinarea volumului de apă derivat (scurs prin modul) se face printr-o simplă evidenţă a timpului de funcţionare, cu modulul deschis într-o anumită combinaţie a vanetelor.

d) Modulul cu mască este monobloc (cu *1*< 300 cm) construit din tablă şi profile de oţel asamblate prin sudură. Protecţia contra coroziunii este asigurată prin zincare (la cald), urmată de aplicarea unui strat de vopsea neutră;

e) Pentru manevrarea vanetelor, aparatele amplasate aval de prag, cu lăţimea de 50 cm (modulele *C* sunt livrate cu pasarele metalice). Modulele mici (cu *1*< 1 m) nu se prevăd cu pasarele.

f) vanetele aparatelor mai mici (seria X şi XX) sunt plane şi glisează în canale de ghidaj frezate în pereţii de separaţie. La aparatele mai mari (seria L şi C), cu sarcini mai mari (ale apei) asupra vanetelor, acestea au forma de sector, în scopul reducerii eforturilor de manevrare; manevrarea se face prin rotire în afara axei lor.

**Tabel nr. 33.1.** Caracteristici hidraulice, pierderi de sarcină şi toleranţe la diverse tipuri de module

| Tipul | | Debit pe unitatea de lăţime a pragului | $H_{\min}$ $Q-10\%$ | $H_{\min}$ $Q-5\%$ | $H_{nom}$ $Q$ | $H_{\max}$ $Q+5\%$ | $H_{\max}$ $Q+10\%$ | $dH$ $Q\pm10\%$ | $dH$ $Q\pm5\%$ | $J_{\min}$ pt. $H_{\text{nom}}$ | $J_{\min}$ pt. $H_{\min}$ | $P_{\min}$* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Cu o mască | $X_1$ | 10 1/s/dm | 13 | 13,5 | 17 | 18,5 | 20 | 7 | 5 | 6,5 | 5 | 16 |
| | $XX_1$ | 20 1/s/dm | 20 | 21,5 | 27 | 29,5 | 31 | 11 | 8 | 10,5 | 8 | 25 |
| | $L_1$ | 50 1/s/dm | 37 | 39,5 | 50 | 54,5 | 58 | 21 | 15 | 19 | 15 | 47 |
| | $C_1$ | 100 1/s/dm | 59 | 82,5 | 79 | 86 | 92 | 33 | 23,5 | 30 | 24 | 75 |
| | ($CC_1$) | 200 1/s/dm | 94 | 100 | 126 | 137 | 142 | 52 | 37 | 48 | 38 | 118 |
| | $Q_1$ l/s/dm | Q 1/s/dm | 2,75 | 2,91 | 3,68 | 4,00 | 4,27 | 1,52 | 1,09 | 1,41 | 1,10 | 3,45 |
| Cu două măşti | $X_2$ | 10 1/s/dm | 13 | 13,5 | 17,5 | 28 | 31 | 18 | 14,5 | 6,5 | 5 | 17 |
| | $XX_2$ | 20 1/s/dm | 20 | 21 | 28 | 44 | 48 | 28 | 23 | 11 | 8 | 26 |
| | $L_2$ | 50 1/s/dm | 37 | 39 | 51 | 82 | 89 | 52 | 43 | 20 | 15 | 49 |
| | $C_2$ | 100 1/s/dm | 59 | 62 | 81 | 130 | 142 | 83 | 68 | 31 | 24 | 77 V |
| | ($CC_2$) | 200 1/s/dm | 94 | 99 | 129 | 206 | 225 | 131 | 107 | 50 | 38 | 122 |
| | $Q_2$ l/s/dm | Q 1/s/dm | 2,75 | 2,88 | 3,77 | 6,02 | 6,58 | 3,83 | 3,14 | 1,45 | 1,10 | 3,57 |

– cote în cm;

– *P* – este adâncimea la care se găseşte radierul amonte sub prag;

raportul amplitudinea admisibilă / pierderea de sarcină, care este:

0,99 pentru modulul cu o mască la $Q \pm 5\%$;

1,38 pentru modulul cu o mască la $Q \pm 10\%$;

2,85 pentru modulul cu două măşti la $Q \pm 5\%$;

3,48 pentru modulul cu două măşti la $Q\pm 10\%$.

g) Pentru modulele seria $L_1$ şi $L_2$, elementele monobloc au o lăţime (lungimea la creastă a pragului) sub 3 m; debitul maxim al unui element monobloc este de 1450 l/s (tab. 33.2).

Între două elemente monobloc alăturate se prevede o pilă din beton de 20 cm.

h) Pentru modulele $C_1$, $C_2$, elementele monobloc au de asemenea o lăţime sub 3 m, cu un debit maxim (pe monobloc) de 2900 l/s (tab. 33.2) şi cu o pilă din beton de 30 cm (lăţime) între două elemente monobloc alăturate.

În tabelul 33.2 sunt date condiţiile (combinaţiile) normalizate pentru realizarea anumitor debite nominale, pentru diverse tipuri de module, precum şi limitele de folosire ale lor, cu fracţionările (de debit) indicate.

**Tabelul 33.2.** Debite nominale pentru module cu mască, în limita unui monobloc ($l$ < 300 cm)

| Debit (l/s) nominal | Numărul (combinaţii) de vanete cu debitele: | | | | Deschiderea (l) între pereţii extremi (lăţimea monoblocului) | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Modulele $X_1$ şi $X_2$ | 5 l/s | 10 l/s | 15 l/s | 30 l/s | l (cm) | |
| 30 | 1 | 1 | 1 | – | 32 | |
| 60 | 1 | 1 | 1 | 1 | 63 | |
| 90 | 1 | 1 | 1 | 2 | 94 | |
| 120 | 1 | 1 | 1 | 3 | 125 | |
| 150 | 1 | 1 | 1 | 4 | 156 | |
| Modulele $XX_1$ şi $XX_2$ | 10 l/s | 20 l/s | 30 l/s | 60 | 90 l/s | l (cm) |
| 30 | 1 | 1 | – | – | – | 16 |
| 60 | 1 | 1 | 1 | – | – | 32 |
| 90 | 1 | 1 | 2 | – | – | 48 |
| 120 | 1 | 1 | 1 | 1 | – | 63 |
| 150 | 1 | 1 | 2 | 1 | – | 79 |
| 180 | 1 | 1 | 1 | '2 | – | 94 |
| 210 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 109 |
| 240 | 1 | 1 | 1 | 3 | – | 125 |
| 300 | 1 | 1 | 1 | â | 2 | 155 |
| 360 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 186 |
| 420 | 1 | 1 | 1 | 3 | 2 | 217 |
| 480 | 1 | 1 | 1 | 1 | 4 | 247 |
| Modulele $L_1$ şi $L_2$ | 50 l/s | 100 l/s | 200 l/s | 400 l/s | l (cm) | |
| 500 | 2 | 2 | 1 | – | 104 | |
| 550 | 1 | 1 | 2 | – | 113 | |
| 600 | 2 | 1 | 2 | – | 124 | |
| 650 | 1 | 2 | 2 | – | 134 | |
| 700 | 2 | 2 | 2 | – | 145 | |
| 750 | 1 | 1 | 1 | 1 | 153 | |
| 800 | 2 | 1 | 1 | 1 | 164 | |
| 850 | 1 | 2 | 1 | 1 | 174 | |
| 900 | 2 | 2 | 1 | 1 | 185 | |
| 950 | 1 | 1 | 2 | 1 | 194 | |
| 1000 | 2 | 1 | 2 | 1 | 205 | |
| 1050 | 1 | 2 | 2 | 1 | 215 | |
| 1100 | 2 | 2 | 2 | 1 | 226 | |
| 1150 | 1 | 1 | 1 | 2 | 234 | |
| 1200 | 2 | 1 | 1 | 2 | 245 | |
| 1250 | 1 | 2 | 1 | 2 | 255 | |
| 1300 | 2 | 2 | 1 | 2 | 266 | |
| 1350 | 1 | 1 | 2 | 2 | 275 | |
| 1400 | 2 | 1 | 2 | 2 | 286 | |
| 1450 | 1 | 2 | 2 | 2 | 296 | |
| Observaţii:<br>Peste debitul de 1450 l/s care conduce la un monobloc de 296 cm (deci aproape 3 m) acesta (monoblocul) se combină cu unul sau mai multe complemente din lista de mai jos. | | | | | | |
| Debitul (l/s) nominal | Numărul de vanete de 400 l/s | | | | 1 (cm) | |
| 400 | 1 | | | | 80 | |
| 800 | 2 | | | | 161 | |
| 1200 | 3 | | | | 242 | |
| Modulele $C_1$ şi $C_2$ | Numărul şi debitul vanetelor | | | | | |
| Debitul (l/s) nominal | 100 l/s | 200 l/s | 400 l/s | 600 l/s | 1 000 l/s | 1 (cns) |
| 1000 | 2 | 2 | 1 | – | – | 105 |
| 1100 | 1 | 1 | 2 | – | – | 114 |
| 1200 | 2 | 1 | 2 | – | – | 125 |
| 1300 | 1 | 1 | 1 | 1 | – | 134 |
| 1400 | 2 | 1 | 1 ' | 1 | – | 145 |
| 1500 | 1 | 2 | 1 | 1 | – | 155 |
| 1600 | 2 | 2 | 1 | 1 | – | 166 |
| 1700 | 1 | 1 | 2 | 1 | – | 175 |
| 1800 | 2 | 1 | 2 | 1 | – | 186 |
| 1900 | 1. | 1 | 1 | 2 | – | 195 |
| 2000 | 2 | 1 | 1 | 2 | – | 206 |
| 2100 | 1 | 2 | _ | 1 | 1 | 215 |
| 2200 | 2 | 1 | 2 | – | 1 | 226 |
| 2300 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 235 |
| 2400 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 246 |
| 2500 | 1 | 2 | 1 | 1 | 1 | 256 |
| 2600 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 268 |
| 2700 | 1 | 1 | 2 | 1 | 1 | 276 |
| 2800 | 2 | 1 | 2 | 1 | 1 | 288 |
| 2900 | 1 | 1 | 1 | 2 | 1 | 296 |
| Observaţii:<br>Peste debitul de 2900 l/s se combină (monoblocul) cu unul sau mai multe complemente din lista de mai jos. | | | | | | |
| Debitul nominal l/s | Numărul de vanete de 1000 l/s | | | | l (cm) | |
| 1000 | 1 | | | | 100 | |
| 2000 | 2 | | | | 202 | |
| 3000 | 3 | | | | 303 | |

**Necesitatea asocierii modulelor cu mască cu vane automate.** Modulul cu mască se utilizează în cazul unui nivel amonte în limite stabilite. Când nivelul amonte depăşeşte aceste limite[1], modulul se foloseşte combinat cu alte aparate, care au rolul să reducă nivelul apei din faţa modulului. În acest scop se pot folosi mai multe soluţii (fig. 33.12)

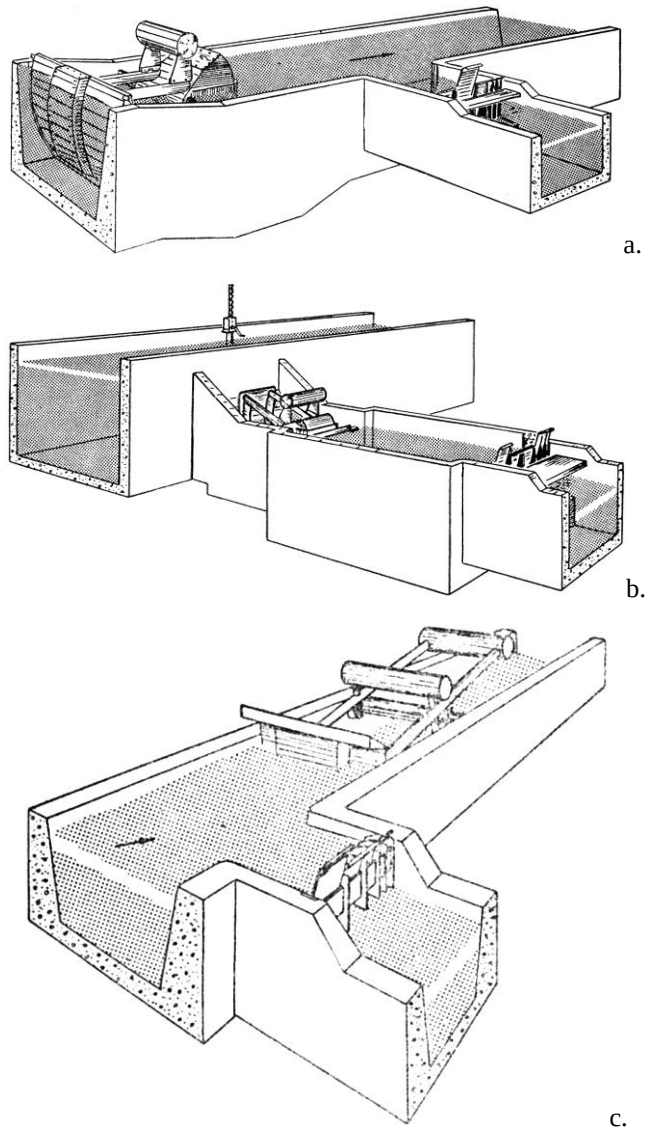



**Fig. 33.12.** Asocierea modulelor cu mască cu vanele automate: a. Baterie ca module asociată cu o vană cu nivel aval constant (vana AVIS), instalată pe canalul principal (priză pe canal cu comandă din aval); b. Baterie de module asociată cu o vană cu nivel aval constant (vana AVIO), instalată în partea frontală a canalului de derivaţie (priză pe canal cu amplitudine ce depăşeşte toleranţele modulelor); c. Baterie de module asociată cu o vană cu nivel amonte constant (vana AMIL), instalată pe canalul principal (priză pe canal cu comandă prin amonte).

[1] În aval de rezervoare, bazine de acumulare, baraje pe râuri, în capul canalelor de aducţiune cu comandă prin amonte, la derivarea canalelor distribuitoare (secundare) etc.

1. Deversorul sau sifonul lateral de siguranţă, amplasat amonte pe derivaţie (pe canalul principal, sau chiar pe derivaţie, amonte de modul, dacă există spaţii şi condiţii de evacuare a debitului suplimentar).

2. Vană cu nivel aval constant (AVIS) instalată pe canalul principal, amonte de derivaţie (priza cu modul) (fig. 33.12.a). Priza canalului de derivaţie este echipată cu o baterie de module cu mască ce asigură debitul „cerut" în canalul secundar. Vana AVIS arc rolul de a regla (şi menţine automat nivelul de apă în canalul principal (respectiv debitul adus), în funcţie de variaţiile debitului cerut în aval.

3. Vană cu nivel avr.1 constant (AVIS sau AVIO), instalată direct pe canalul de derivaţie, amonte de medului cu masca (fig. 33.12.b). Acest tip de priză asigură constanţa debitului reglabil la „cerere" chiar dacă nivelul de apă din canalul principal prezintă importante oscilaţii.

4. Vană cu nivel amonte constant (AMIL) instalată pe canalul principal, puţin aval de derivaţie-priza cu modul (fig. 33.12.c). Acest tip de priză este adoptat în special în reţelele cu comandă prin amonte şi în cazul derivaţiilor situate imediat amonte de regulatoarele de nivel.

În cele mai frecvente situaţii, reglările se fac pe canalul principal (prin amonte, prin aval, mixt), derivaţia beneficiind de aceasta. Când însă debitul prizei (derivaţia canalului secundar) reprezintă o mică fracţiune din acela al canalului principal, nu se fac reglări pe acesta din urmă (CP), ci se adoptă soluţia amplasării unei vane automate pe derivaţie şi modul cu mască (v. fig. 33.12.b). Pe derivaţie se pot folosi două tipuri de vane:

– vane AVIS sau tip T (la suprafaţă) când variaţiile de nivel pe canalul principal sunt mici;

– vană AVIO sau tip D (instalată la deschidere de fund subsarcină), când variaţiile de nivel pe canalul principal sunt mari.

Oricare ar fi soluţia de reglare (prin asocierea modulului cu mască cu vanele automate), un rol hotărâtor în corecta funcţionare a ansamblului îl constituie rezolvarea atentă a relaţiilor de cote (calajul aparatelor).

Trebuie să se ţină seamă de toate variaţiile planurilor de apă datorate efectului vanelor şi pierderilor de sarcină între punctul de reglaj şi acela unde este instalat modulul cu mască.

Sunt de reţinut – la derivaţiile din canalele principale deschise – soluţiile de asociere (modul + vane) caracteristice celor două tipuri de reglări de bază (pe CP) (fig. 33.13 a, b).

*În cazul canalelor cu comandă prin amonte* (fig. 33.13.a). Canalul de aducţiune (principal) este divizat în biefuri prin vane automate cu nivel amonte constant: vane AMIL.

Nivelul apei în canalul principal variază de la o

poziţie orizontală, cu debit nul ($Q = 0$) situată dedesubt, şi până la o înclinare ce asigură debitul maxim ($Q_{max}$).

Considerând că amplitudinile admisibile (ale nivelului apei) în derivaţii sunt: $\Delta_1$ pentru modulul cu o mască ($M_1$) şi $\Delta_2$ pentru modulul cu două măşti ($M_2$), rezultă că derivaţiile aflate în sectorul $V_n$a pot beneficia numai de reglajul modulelor: cu o mască ($M_1$) pentru tronsonul $V_n$b şi cu două măşti ($M_2$) pentru tronsonul ba.

Derivaţiile aflate în sectorul a $V_{n-1}$ necesită pe lângă module şi alte soluţii de reglaj ca:

– fie o vană cu nivel amonte constant (AMIL) situată pe canalul principal, imediat aval de derivaţie (fig. 33.12.c);

– fie o vană cu nivel aval constant (AVIS sau AVIO) situată pe canalul de derivaţie amonte de modulul cu mască (v. fig. 33.12.b).

Se va adopta tehnic economic, ţinându-se seamă că: vana AMIL, instalată pe canalul principal, se dimensionează pentru un debit mare, dar prezintă o pierdere de sarcină redusă, iar vanele AVIO sau AVIS, instalate pe derivaţie, corespund la debite mici derivate.

La elementele comparative de mai sus trebuie adăugat, pentru vana AMIL, că efectul său (favorabil) se poate face simţit şi asupra altor derivaţii din zona de influenţă (sectorul de canal pe care acţionează efectul vanei).

*În cazul canalelor cu comandă prin aval* (fig. 33.13.b). Canalul principal este împărţit în biefuri prin vane automate cu nivel constant, cu comandă prin aval – tip AVIS şi AVIO (v. fig. 33.12 a, b).

Nivelul apei în canalul principal variază de la o poziţie orizontală cu debit nul ($Q = 0$), situată deasupra, şi până la o înclinare ce asigură debitul maxim ($Q_{max}$).

Considerând că amplitudinile (ale nivelului apei) în derivaţii sunt: $A_1$ pentru modulul cu o mască ($M_1$) şi $A_2$ pentru modulul cu două măşti ($M_2$), rezultă că derivaţiile aflate în sectorul $V_nb$ pot beneficia numai de reglajul modulelor: cu o mască ($M_1$) pentru tronsonul $V_n$a şi cu două măşti ($M_2$) pentru tronsonul ab.

Derivaţiile aflate în sectorul $bV_{n+1}$ necesită, pe lângă module, şi alte soluţii de reglaj, ca:

– fie o vană cu nivel constant (AVIS) pe canalul principal, amonte imediat de derivaţie;

– fie o vană cu nivel aval constant (AVIS sau AVIO) situată pe derivaţie, amonte de modulul cu mască.

Soluţiile se aleg după criterii similare cazului anterior.

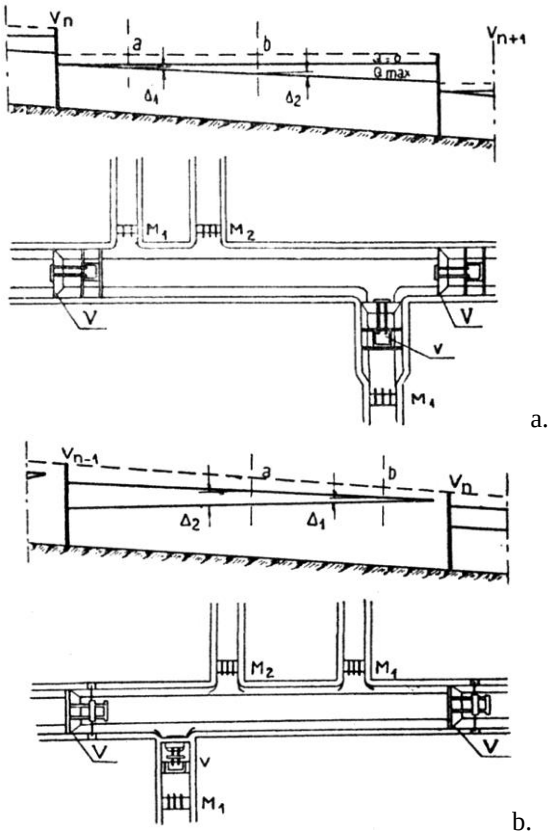
### 33.3.2.2. Reglarea nivelurilor şi tehnica reglării

1°. *Necesitatea controlului nivelurilor*.

Programul livrării apei în reţeaua de irigaţie la o anumită asigurare, care a stat la baza proiectării, impune corelarea celor trei elemente constructiv-funcţionale: secţiunea canalului, debitul ce se scurge şi nivelul. De aici s-ar părea că este inoportun a mai trata problema „reglării nivelurilor", aceasta rezultând din proiectare.

Analiza în comun a celor două categorii de acţiuni interesate în irigaţii: schema hidrotehnică în procesul de exploatare şi terenul irigabil cu cerinţele extrem de variate în apă, în timp, conduce la concluzia necesităţii modificării-reglării nivelului apei, local şi independent de debitul (prin vane, deversoare, sifoane ş.a.).

Cauzele principale ale cerinţelor de reglare a nivelurilor se pot grupa în: 1. necesitatea ridicării nivelului apei cât mai sus posibil în scopul măririi suprafeţei irigabile gravitaţional şi 2. necesitatea limitării variaţiilor (fluctuaţiilor) nivelului de apă: la o cotă minimă pe de o parte, pentru menţinerea în stare bună a canalelor, sau de a constitui rezerve de apă în reţea, la o cotă maximă, pe de altă parte, pentru a evita revărsările, sau pentru a permite reglarea debitelor între cele două planuri extreme (minim şi maxim).




a.

b.

**Fig. 33.13.** Conlucrarea pe bieful canalului a modulelor cu vanele, în cele două soluţii de comenzi: a. Derivaţii (echipate cu module cu mască asociate, cu vanele automate) din canalele principale cu comandă prin aval; b. Derivaţii (echipate cu module cu mască asociate cu vane automate) din canale principale cu comandă prin amonte.

Reglarea debitelor apare, în acest caz, ca o consecinţă a reglării nivelurilor între două biefuri. Rezultă totodată şi necesitatea împărţirii canalului în biefuri, care permit un joc al debitelor între „maxim" şi „0", conse-

cinţă a variaţiei nivelurilor: de la o poziţie maximă, orizontală (când debitul este „0”), şi până la o poziţie minimă, paralelă la fundul canalului (când debitul specific este „maxim”), la comanda prin aval (v. fig. 33.13.b).

2°. *Dispozitive (mecanisme) de reglate a nivelurilor (D.R.N.),* clasificarea lor.

*Aspecte generale şi comune ale D.R.N.* Dispozitivele de reglare a nivelurilor sunt consecinţa următoarelor căutări, în automatizarea reţelelor de irigaţii: economisirea forţei de muncă, menţinerea constantă, din bief în bief, a nivelului de apă; eliminarea tuturor forţelor exterioare şi valorificarea (în scopul automatizării) a celor existente în instalaţii: presiunea hidrostatică şi greutatea aparatului.

Sistemele moderne de irigaţii, automatizate, folosesc, la nivelul tehnicii actuale, instalaţii tip Neyrpic; I.C.H; IEELIF-Tulcea şi Inst. Polit. Iaşi şi IEELIF-Arad etc.

3°. *Dispozitive pentru menţinerea unui nivel dat (cerut) constant*

*Vana AMIL* (fig. 33.14). Este o vană cu autoreglare hidraulică.

1. *Rol şi amplasare.* Are funcţia de a menţine automat, la o cotă constantă, nivelul apei din bieful amonte (într-un curs de apă natural sau un canal), indiferent de variaţia debitului ce se scurge. Vana se amplasează transversal pe cursul de apă şi oscilează în jurul axului orizontal, de la poziţia aproape închisă, pentru trecerea debitului minim, la poziţia de deschidere maximă (cu minimum de pierderi de sarcină), pentru trecerea debitului maxim.

Menţinerea constantă a nivelului ridicat în bieful amonte se impune în următoarele condiţii şi situaţii:

– pentru a conduce debitele derivate la distanţe cât mai mari (prin diferenţe de cote);

– pentru protejarea malurilor, atât la debitul de etaj cât şi la viituri;

– pentru a evita fluctuaţia debitelor pe derivaţii, cu fluctuaţia scurgerilor din amonte;

– pentru menţinerea nivelurilor în lacurile naturale şi artificiale, prin controlul evacuărilor;

– pentru a se evita debordările la manevrări greşite şi la furtuni (vijelii) etc.

Funcţionarea vanelor AMIL este automată, cu pierderi minime de sarcină şi cu avantajul asigurării scurgerii depozitelor aluvionare, de pe fundul canalului.

*2. Principii funcţionale şi condiţii de echilibru.* Vana autoregulatoare AMIL se compune din:

– un obturator curb (placă obturatoare), la care este fixat rigid, în exterior, pe faţa amonte, un bac (flotor) curb. Între partea inferioară a obturatorului şi aceea a bacului plutitor există o distanţă (minimum 10 metri), care permite închiderea completă a canalului (de către oblon);

– contragreutatea, ce poate glisa de-a lungul axului situat la partea opusă oblonului;

– axul vertical, de asemenea cu greutate glisantă (sau cutie fixă cu posibilităţi de lestare).

3. *Caracteristici constructive şi hidraulice*

Indicele de dimensiune prin care se diferenţiază diferitele tipuri de vane AMIL, se notează cu *D,* reprezentând lăţimea luciului apei în secţiunea de amplasare a vanei. Nivelurile amonte şi aval se iau la: 2*D* – amonte şi 4*D* – aval, faţă de tablierul vanei.

Din punct de vedere hidraulic prezintă importanţă, în cazul acestor vane, legătura care se stabileşte între debitele scurse prin aparat (vană) şi variaţia nivelurilor (amonte şi aval de oblonul vanei) sau, mai exact, legea: debit (*Q*) – pierderea de sarcină (*J*). În coordonatele logaritmice, această relaţie (*Q* – *J*) este aproximativ o dreaptă (fig. 33.14.b).

Dacă nivelul amonte depăşeşte cota axului cu 2%, 5% sau 10% din *D,* debitul maxim se majorează cu 6%, 12% sau 18%, în timp ce pierderea de sarcină creşte cu 4%, 11% sau 20%.

Din punct de vedere al condiţiilor de calare, vana cu autoreglare (AMIL) este normal calată când cota axei de articulaţie coincide cu aceea a nivelului amonte maxim (fig. 33.14.c, poziţia I). Calarea în poziţia II, conduce la un debit maxim superior cu 6% celui anterior.

Realizarea unui reglaj corespunzător al nivelului amonte cere ca nivelul aval să fie inferior sau cel mult egal cu nivelul aval maxim, pentru a nu influenţa mărimea debitului, iar variaţia nivelului amonte, la fluctuaţiile debitului sosit, să nu depăşească descreşterea (decrementul), care este de ordinul $\frac{D}{50}$ sau 2% din *D.*

4. *Reglajul.* Are ca scop de a aduce centrul de greutate al vanei AMIL în poziţie optimă de autoreglare. Această acţiune (reglajul) se întreprinde după montarea corectă a vanei, marcată prin: calarea axului de rotaţie la nivelul amonte cerut (dorit) şi asigurarea oscilării libere a şarpantei.

Reglajul acestor vane se realizează în schema cunoscută sub denumirea de „reglaj în doi timpi” (fig. 33.14.d). Primul reglaj se face cu canalul fără apă, prin lestarea capacităţii (contragreutatea) din aval, până se aduce vana cu axul şarpantei în poziţie orizontală (vana deschisă la maximum pentru nivelul amonte dorit, cerut constant. Al doilea reglaj, cu vana aproape închisă (se scurge un debit mic, ce reprezintă 10% din debitul normal) se face lestarea progresivă a capacităţii contragreutăţii amonte, când vana începe a pluti, până când nivelul apei (amonte) se va ridica până la cota dorită (cota de reglaj, egală cu cota axului vanei sau mai jos).

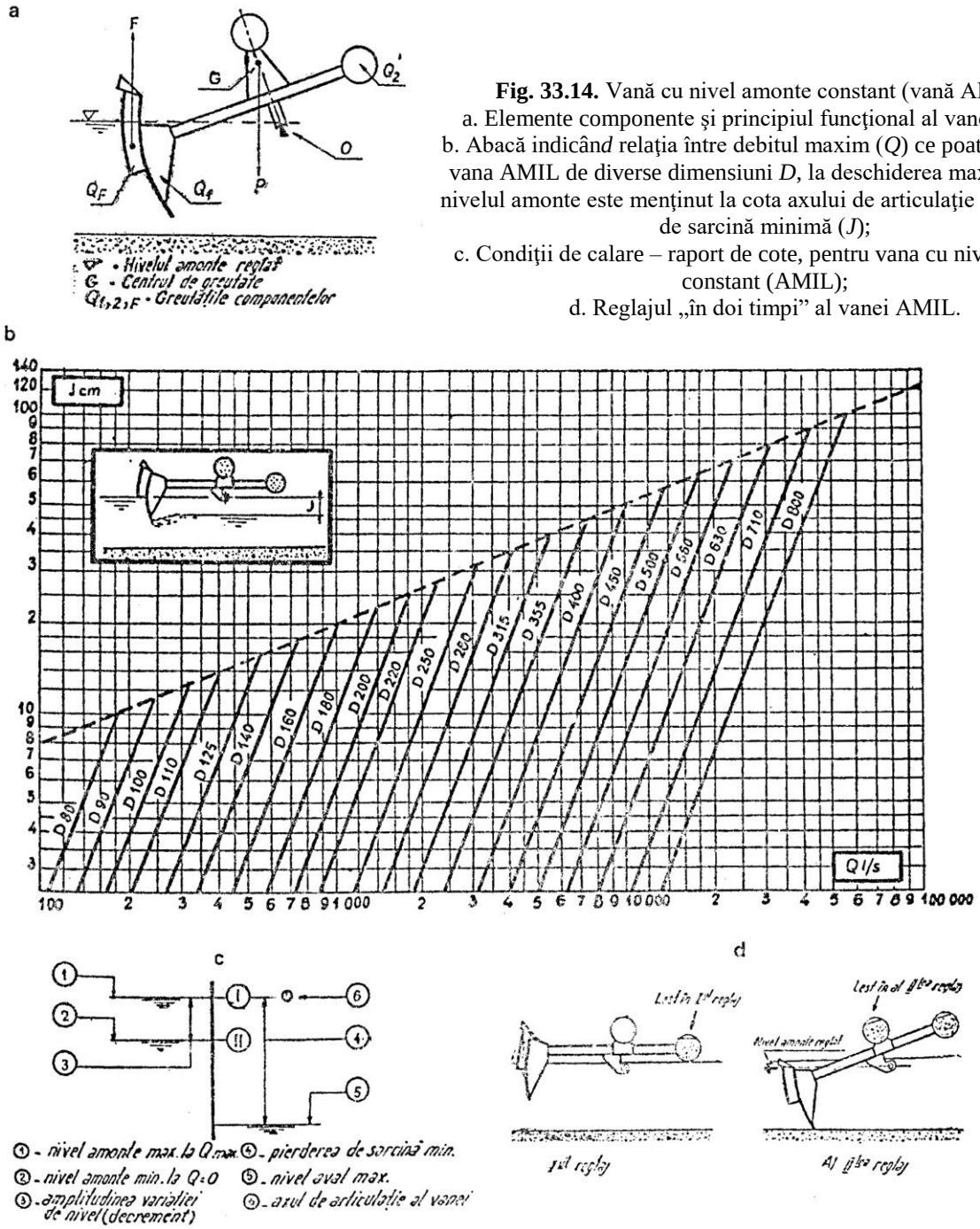



**Fig. 33.14.** Vană cu nivel amonte constant (vană AMIL):
a. Elemente componente şi principiul funcţional al vanei AMIL;
b. Abacă indicând relaţia între debitul maxim (*Q*) ce poate trece prin vana AMIL de diverse dimensiuni *D*, la deschiderea maximă, când nivelul amonte este menţinut la cota axului de articulaţie şi pierderea de sarcină minimă (*J*);
c. Condiţii de calare – raport de cote, pentru vana cu nivel amonte constant (AMIL);
d. Reglajul „în doi timpi" al vanei AMIL.

*Vanele AVIO şi A VIS (realizate şi în România şi numite tip D şi T).* Sunt vane cu nivel aval constant (fig. 33.15 a, b, c, d)

1. *Rol şi amplasare.* Ambele grupe de vane (AVIO şi AVIS) reglează automat nivelul apei în aval. Ambele grupe de vane, fiind situate în cadrul canalului derivat (dintr-un râu, canal de aducţiune etc.), asigură nivelul de apă dorit constant în aval, indiferent de deschiderea lor (vanelor), de poziţia nivelului de apă amonte, de valoarea debitului cerut.

2. *Principii de funcţionare şi condiţii de echilibru.* Cu ajutorul unei contragreutăţi deplasabile pe axul vertical al şarpantei sau cu ajutorul lestării progresive a celor două capacităţi (una pe şarpantă şi una în flotor), se poate aduce cu uşurinţă centrul de greutate al vanei în poziţia necesară reglării. Întrucât prin condiţia de reglaj s-a fixat axul vanei la cota nivelului aval constant, deschiderea vanei se face fără o scădere apreciabilă a nivelului sub poziţia iniţială (cota de reglaj – cota axului); decrementul vanei este teoretic nul.

3. *Caracteristici constructive şi hidraulice.*

Pentru înţelegerea corectă a funcţionării este necesară sublinierea unor aspecte constructiv-funcţionale:

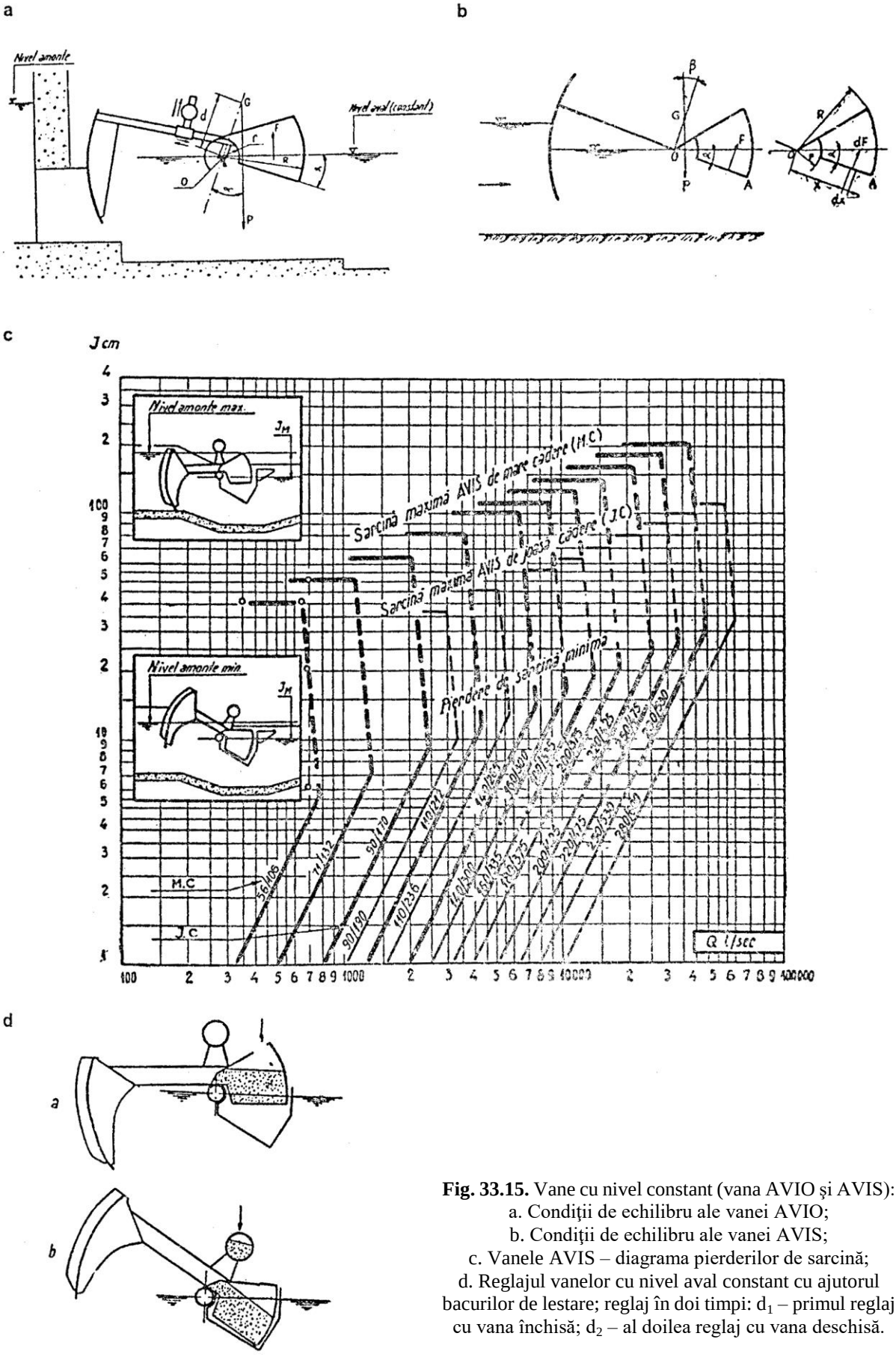



**Fig. 33.15.** Vane cu nivel constant (vana AVIO şi AVIS):
a. Condiţii de echilibru ale vanei AVIO;
b. Condiţii de echilibru ale vanei AVIS;
c. Vanele AVIS – diagrama pierderilor de sarcină;
d. Reglajul vanelor cu nivel aval constant cu ajutorul bacurilor de lestare; reglaj în doi timpi: $d_1$ – primul reglaj cu vana închisă; $d_2$ – al doilea reglaj cu vana deschisă.

– flotorul este amplasat într-un bac (cutie), piesă fixă ce comunică cu bieful aval printr-o fantă orizontală cu dublu rol: a) de a sustrage flotorul de influenţa perturbaţiilor ce iau naştere imediat în avalul tablierului (oblonului) şi b) de a amortiza oscilaţiile, conlucrând la stabilirea funcţionării vanei;

– tablierul (oblonul) are o secţiune trapezoidală, ceea ce îi permite desprinderea uşoară de pereţii laterali (ai canalului – vana AVIS, ai orificiului – vana AVIO), atunci când începe să se ridice. În acelaşi scop (pentru o uşoară desprindere de pereţi), nu se asigură o etanşare completă între oblon şi pereţii canalului. Vana AVIO, precedată de vana de gardă, asigură o închidere completă, când cererea de debit în aval este nulă.

– Vana AVIO se caracterizează prin două dimensiuni (de exemplu, AVIO 56/25): 56 – raza exterioară a flotorului *r* (cm) şi 25 – secţiunea de scurgere ($dm^2$).

La alegerea tipului de vană trebuie să se urmărească ca trecerea debitului maxim *QM* să aibă loc cu o pierdere de sarcină minimă.

– Vana AVIS se caracterizează, de asemenea, prin două dimensiuni (de exemplu AVIS 56/106): 56 – raza exterioară a flotorului *r* (cm) şi 106 – lăţimea secţiunii de scurgere la radier *b* (cm).

4. *Reglajul*. În cazul vanelor cu nivel aval constant (AVIO şi AVIS), scopul reglajului este acelaşi ca şi în cazul vanelor AMIL: aducerea centrului de greutate al aparatului (vanei) într-o poziţie optimă asigurării oscilării libere, în conformitate cu cerinţele de debit în aval şi variaţiile de nivel amonte.

În acest scop, vana poate fi echipată, după dimensiuni, fie cu o contragreutate, dispusă pe şarpantă, putând fi deplasată după două direcţii perpendiculare, fie cu două camere cu lest, una din flotorul vanei şi cealaltă deasupra şarpantei, în direcţie verticală (fig. 33.15.d).

Reglajul prezentat în figura 33.15.$d_1$ (cu vana închisă): se umple cu apă bazinul în care s-a montat vana, până la axul de articulaţie; contragreutatea se deplasează orizontal (dreapta, stânga, până când vana rămâne nemişcată, aproape de poziţia „închis” (timpul I).

Reglajul prezentat în figura 33.15.$d_2$ (cu vana deschisă): se verifică poziţia de echilibru, până ce vana rămâne nemişcată în vecinătatea poziţiei „deschis” (timpul II).

Condiţiile de echilibru pentru o funcţionare corectă – automată şi lejeră (fără posibilităţi de înţepenire ş.a.) a acestor vane fac ca acestea (vanele) să nu poată avea şi rolul de închidere etanşă a scurgerii, pe lângă acela de dispozitive de reglaj.

**4. Dispozitive pentru prevenirea (evitarea) revărsării unui canal**

La reglarea nivelurilor de apă în biefuri, instalaţiile laterale de securitate, sifoanele-deversoare şi deversoarele laterale pot aduce o contribuţie importantă, ajutând pentru o perioadă de timp vanele de nivel constant (amonte, aval, mixte) (fig. 33.16 a, b).

*Sifoane deversoare.* Sifonul de securitate are rolul de a evacua într-un canal (de evacuare) excesul de debit ce depăşeşte nivelul normal în bieful unde este plasat.

În mod curent, evacuatorii clasici ai lacurilor de acumulare şi ai canalelor de aducţiune, pentru debitele ce depăşesc nivelurile asigurate, sunt realizaţi sub formă de deversoare libere cu stavile de reglare a nivelurilor. În ultimele decenii se bucură de o extindere mai mare deversoarele în sifon, cu funcţionare automată.

Deversoarele libere, simple în proiectare şi execuţie, prezintă greutăţi în exploatare şi întreţinere, datorită frontului larg de deversare şi dificultăţii manevrării stavilelor.

Sifoanele-deversoare (deversoarele în sifon) sunt superioare deversoarelor libere prin avantajele pe care le prezintă:

– front mic de deversare;

– eficienţă ridicată, întrucât debitul unitar evacuat prin sifonul deversor este în funcţie de căderea *H* şi nu de lama deversantă *h*, care se menţine numai la câteva zeci de centimetri;

– jucând acelaşi rol ca un deversor de preaplin, sifoanele deversoare sunt în acelaşi timp de 40-50 ori mai puţin jenante (ca spaţiu şi cost), comparativ cu deversoarele libere, pentru acelaşi nivel şi debit de evacuat;

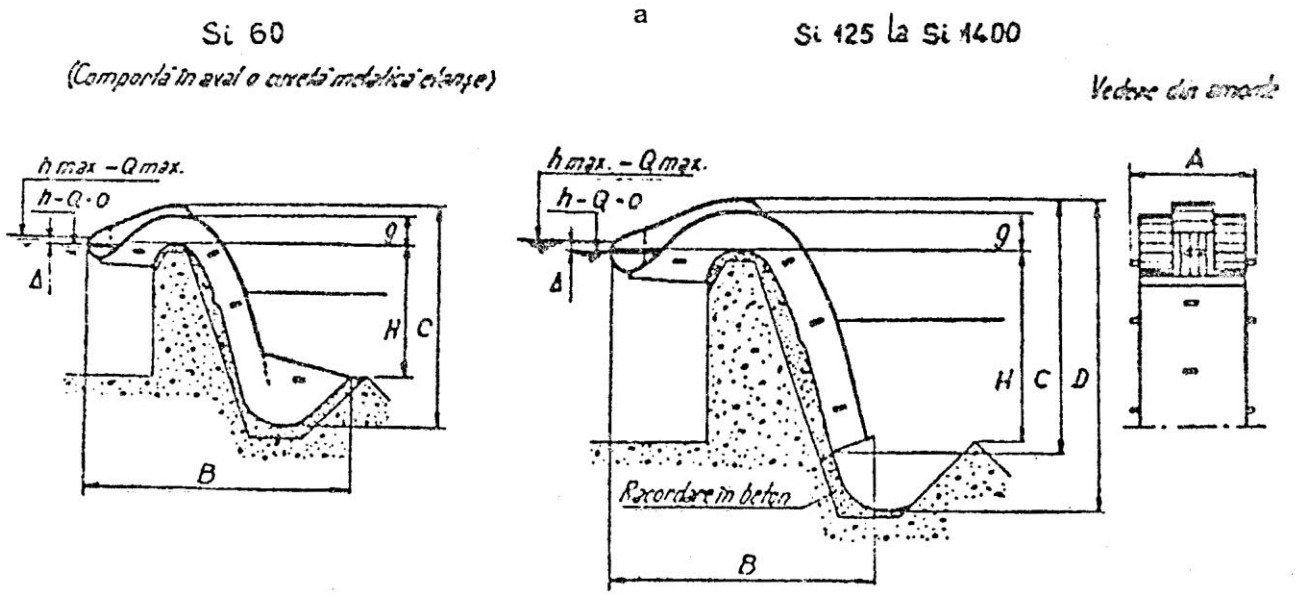
– amorsare progresivă şi totodată rapidă;

– funcţionare automată şi securitate totală, neavând piese mobile de întreţinere; completate cu o mască în amonte şi modificate în lăţime, sifoanele pot servi ca descărcătoare sau ca organe de închidere.

În general, în tehnica irigaţiei sifoanele de siguranţă cu sarcini de maxim 7-8 m sunt satisfăcătoare, pentru reglările automate pe canale. În cazul acumulărilor subordonate irigaţiilor, apar necesare sifoane-deversoare pentru înălţimi mari (şi peste 20 m).

Pentru sporirea sarcinii sifonului-deversor se adoptă secţiuni de curgere care să scadă linear din amonte în aval, obţinându-se un curent convergent, stabilit şi fără a se produce fenomene de cavitaţie la creastă.

*Deversorul lateral* (fig. 33.16.b). Se instalează în peretele lateral al canalului, în bieful al cărui nivel trebuie reglat. Întrucât instalaţia (deversorul) conlucrează cu bieful de canal interesat la reglaj, dimensionarea se face interdependent, distingându-se frecvent două cazuri: I. canalul şi creasta deversorului cu pantă variabilă, iar sarcina *z* pe deversor este constantă, şi 2. canalul şi creasta deversorului au aceeaşi pantă constantă *i*.




| Denumirea sifoanelor diametrul de ocnă Q (l/s) | A | B | C | D | H | g | $\frac{h_{max}-h}{\Delta}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Si 60 | 43 | 84 | 69 | — | 40 | 9 | 2 |
| Si 125 | 28 | 141 | 132 | 162 | 100 | 20 | 4 |
| Si 180 | 36 | 141 | 132 | 162 | 100 | 20 | 4 |
| Si 250 | 46 | 141 | 132 | 162 | 100 | 20 | 4 |
| Si 350 | 61 | 141 | 132 | 162 | 100 | 20 | 4 |
| Si 500 | 43 | 220 | 203 | 257 | 150 | 35 | 6 |
| Si 700 | 58 | 220 | 203 | 257 | 150 | 35 | 6 |
| Si 1000 | 78 | 220 | 203 | 257 | 150 | 35 | 6 |
| Si 1400 | 108 | 220 | 203 | 257 | 150 | 35 | 6 |

cote în cm.

**Fig. 33.16.** Instalaţii laterale de siguranţă: a. Dimensiuni normale ale sifoanelor-deversor; b. Schema deversorului lateral.

## 33.3. FUNCŢIONAREA REŢELEI. SISTEME DE COMANDĂ ŞI REGLAJ

Reţeaua de canale de aducţiune şi distribuţie a sistemului de irigaţie trebuie să fie concepută, dimensionată şi echipată astfel încât să permită adaptarea funcţionării la fluctuaţiile „cerinţelor" şi „resurselor" în minimum de timp, cu minimum de riscuri (debordări – pierderi de apă, sau deficite) şi cu minimum de cost (amenajări, instalaţii şi aparate ieftine şi sigure în exploatare).

Diferitele sisteme de „comenzi" şi „reglaje" au reieşit din cerinţa fundamentală a „subordonării sistemului – reţelei la cerinţele beneficiarilor – consumatorilor", ţinându-se seamă totodată de disponibilităţile – resursele de apă.

Corecta funcţionare a unui sistem înseamnă:

– adaptarea sistemelor de comandă la „cerinţe" şi „disponibilităţi" de apă;

– echiparea, printr-o combinare optimă a soluţiilor cu regulatoare care asigură: reglajele de debite (repede şi conform cerinţelor) şi reglajele de nivel (la cote cât mai ridicate, evitând debordările).

După „cerinţe" şi „disponibilităţi" de apă, comanda unei reţele de aducţiune şi distribuţie prezintă caracteristici diferite şi complexe, reliefându-se ca extreme: comanda din amonte şi comanda din aval.

Regulatoarele care împart canalul supus reglării în biefuri pot fi împărţite în două categorii: regulatoare care întrebuinţează apa pentru transmiterea informaţiilor (undelor) şi regulatoare care întrebuinţează cablurile telefonice sau electronica pentru transmiterea informaţiilor.

Sistemele mari, complexe şi modern echipate, folosesc ambele tipuri de regulatoare: hidraulic şi mixt pe biefuri şi electronic în schema generală de dispecerizare.

*Sisteme de comandă*

În funcţie de disponibilităţile sursei de apă se poate adopta comanda din amonte sau din aval.

Dacă apa este insuficientă, neputând asigura cerinţele fiecărui consumator din reţea (decât cu riscul de a se aduce prejudicii vecinului, consumându-i-se partea sa), atunci se va recurge la sistemul de comandă din amonte.

Dacă resursele de apă în capul instalaţiei (la priză, respectiv la derivaţii) sunt suficiente, putând aco-

peri permanent cerinţele (comenzile) în sistem, fiecare consumator poate să-şi regleze consumul după nevoi, în acest caz controlul debitului la derivaţii pierzându-şi caracterul prioritar, iar transmiterea cererilor făcându-se din aproape în aproape în mod automat (spre amonte), se recurge la sistemul de comandă din aval.

Ambele sisteme prezintă avantaje şi dezavantaje şi sunt proprii anumitor soluţii de amenajare. Între acestea se situează şi alte variante de sisteme de comenzi. De o anumită importanţă se bucură sistemul mai complex, cu comandă din aval, deservită din amonte, care pentru unele situaţii particulare constituie o soluţie foarte bună.

1. *Sistemul de distribuţie cu comandă din amonte*

Distribuţia cu comandă din amonte asigură reglarea debitului în capătul amonte al sistemului. Această reglare de debit se face de către un lucrător (agent hidrometric), conform programului de irigare stabilit. La derivaţii (prizele canalelor de distribuţie – canale de ordin inferior) debitele se repartizează, de asemenea, după graficul de consum, stabilit prealabil şi coordonat şi cu posibilităţile de apă ale sursei, care sunt limitate şi chiar deficitare.

*Soluţia tradiţională.* Această soluţie continuă să se aplice la o serie de sisteme şi în ţara noastră; ea constă din echiparea fiecărei prize (derivaţii) cu câte un stăvilar cu vane plane, care servesc la reglarea debitului prelevat.

Caracteristicile şi inconvenientele acestei derivaţii decurg din următoarele:

– mărimea debitului preluat depinde de deschiderea stăvilarului şi de amplitudinea nivelului apei amonte şi aval de acesta (stăvilar), iar evaluarea debitului comportă calcule în care intervin parametrii: nivel amonte, nivel aval (cheie limnimetrică).

– debitul derivat se găseşte în continuă variaţie, condiţionată de variaţia nivelului amonte, ca urmare a reglajului prizelor (derivaţiilor) vecine şi a schimbării regimului de funcţionare al canalului;

– exploatarea sistemului (reţelei hidrotehnice) este dificilă şi greu de sincronizat cu cerinţele (debit, timp) sosirii apei pe parcelele de irigat. Manevrările instalaţiilor, viteza de scurgere a apei, lungimea de parcurs (în unele cazuri zeci de kilometri de canal), variaţia funcţionării unor canale şi prize etc., creează complicaţii şi inexactităţi în exploatare, care adesea se soldează cu contestaţii şi diferenduri între consumatori şi conducerea (organizaţia) sistemului de irigaţie;

– stăvilarul-batardou înlesneşte depunerea aluviunilor de fund în bieful superior.

*Soluţia Neyrpic* (fig. 33.17). Această soluţie a început să se introducă pe scară largă în sistemele moderne de irigaţii, cu folosinţe complexe.

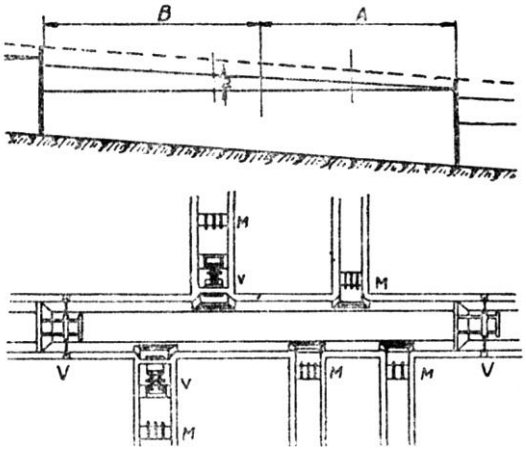



**Fig. 33.17.** Schema de amenajare a unei reţele deschise cu comandă din amonte (modulele cu mască sunt precedate sau nu de vane cu nivel constant, aval AVIS sau AVIO, după depărtarea la care se găsesc de regulatoarele de nivel, iar amonte constant AMIL de pe canalul de, aducţiune). *Z* – abaterea tolerată pentru module; zona A – prize (derivaţii) echipate numai cu modul; zona B – prize (derivaţii) echipate cu modul precedat de o vană AVIS sau AVIO; *M* – module; *V* – vane AMIL; *v* – vane AVIO sau AVIS.

1. *Sistem de distribuţie cu comandă din amonte*

Canalul de aducţiune (magistrala) este echipat cu vane de nivel amonte constant (AMIL), care îl împart în biefuri, după panta canalului şi distribuţia derivaţiilor (număr şi importanţă).

Derivaţiile (canalele ce pornesc din canalul de aducţiune, respectiv din canalele de distribuţie dintre unităţile agricole sau chiar din canalele principale de irigaţie) sunt echipate cu module cu mască (baterie de module), care, în unele cazuri, sunt precedate de vane cu nivel aval constant (AVIO şi AVIS). În fig. 33.17.a se arată că în limita zonei A, unde efectul vanei regulatoare (AMIL) de pe canalul de aducţiune se face resimţit la derivaţii, modulele cu mască pot funcţiona singure în limite optime. În schimb, pentru derivaţiile mai îndepărtate (zona B) se impune protejarea modulelor cu mască prin vane cu nivel constant (AVIS sau AVIO), întrucât variaţia nivelului (în dreptul derivaţiei) depăşeşte limitele cerute pentru o funcţionare corectă a modulului.

Instalaţiile suplimentare de siguranţă, deversoarele laterale şi sifoanele de mare capacitate, amplasate judicios pe traseul canalului de ordin superior (din care se fac derivaţiile), contribuie substanţial la: reducerea secţiunii canalelor pe biefuri şi la facilitarea reglajelor, respectiv la îmbunătăţirea condiţiilor de exploatare a reţelei, întrucât debitul captat de sursă poate depăşi în anumite situaţii pe cel prelevat de derivaţiile din aval.

*Avantaje:*

– Reglaj sigur al debitelor (eroare 5%) în derivaţii, conform programului stabilit.

– Funcţionarea uşoară şi fără repercusiuni asupra derivaţiilor apropiate.

– Pierderi de apă limitate şi răspuns destul de rapid în satisfacerea cererilor.

– Protecţia canalelor şi asigurarea cotelor de dominaţie pentru irigaţii (sau alte cerinţe).

*Dezavantaje:*

– Angajarea unor subordonări. În comanda din amonte se realizează automatizarea în distribuţie numai asupra reglării nivelurilor; aceea a debitelor se asigură prin agentul hidraulic (şi în capătul reţelei, la centru de priză şi la fiecare derivaţie),

– Pierderi de apă în reţea. Acestea provin din: imposibilitatea stabilirii la derivaţii a unui debit riguros egal cu suma debitelor prelevate în aval; cerinţa alimentării biefurilor inferioare (oricare bief nu poate să fie alimentat decât dacă biefurile superioare sunt pline).

– Întârzierea la transmisia ordinelor (cererilor). La sistemul cu comandă din amonte se înregistrează un decalaj între „cerere” (în aval) şi între „livrarea” apei (în amonte, la priză), respectiv între admisia apei în capul canalului (priză + derivaţie) si sosirea la consumator. Acest decalaj, care poate atinge mai multe ore (în funcţie de lungimea şi panta canalului), se datoreşte caracteristicilor constructive şi funcţionale ale biefurilor, cum rezultă din fig. 33.17.

Cum s-a menţionat, un bief reglat prin vane cu nivel constant amonte (AMIL) nu poate asigura „cererea” în aval până când au este atins nivelul maxim (la $Q_{max}$) în toate biefurile amonte.

De la sursă, apa care se scurge umple mai întâi primul bief (până atinge linia nivelului corespunzător noului debit); numai atunci prima vană ($V_1$) se ridică. La rândul său, a doua vană ($V_2$) se deschide numai când bieful al doilea s-a umplut ca şi primul, la trecerea debitului nominal. În continuare, din amonte spre aval, biefurile umplându-se cu apă, se asigură deschiderea vanelor din aval (de bief) şi respectiv alimentarea cu apă a biefurilor inferioare, până se ajunge la cel solicitat (bieful) prin derivaţii. Rezultă că pentru a obţine o creştere a debitului în aval (la consumator) trebuie trimisă, în prealabil, o oarecare cantitate de apă, care se găseşte reţinută (şi adusă) în biefurile succesive amonte. Invers, închiderea admisiei (în centrul de priză sau de derivaţie) nu se remarcă în capătul aval al canalului (reţelei), decât atunci când o parte din volumul de apă conţinut în toate biefurile este în prealabil evacuat (scurs).

2. *Sistemul de distribuţie cu comandă din aval*

*Soluţia cu dispozitive Neyrpic.* Acest sistem, adoptat în condiţiile suficienţei resurselor de apă, este analog reţelelor de alimentare cu apă potabilă, când beneficiarul (folosinţa) obţine debitul de care are nevoie („la cerere”) prin simpla deschidere a prizei (derivaţiei).

Canalul de aducţiune (sau de distribuţie), echipat cu vane cu nivel aval constant (AVIS), repartizate regulat de-a lungul său, este împărţit (prin aceste vane) în biefuri, după schema din fig. 33.18 a, b, c.

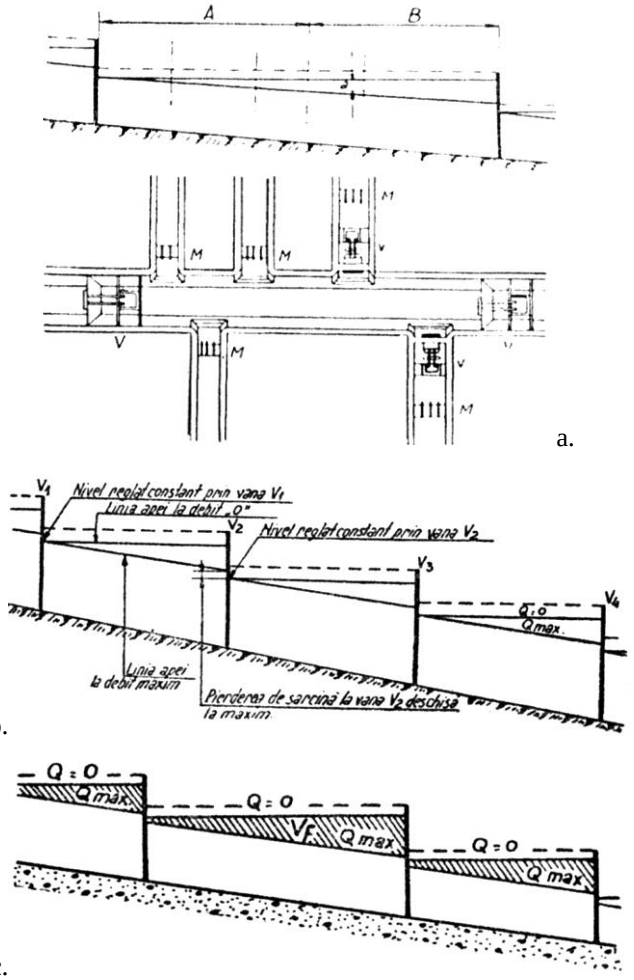



Fig. 33.18. Sistemul de comandă din aval: a. Schema de amenajare a unei reţele deschise cu comandă din aval (modulele cu mască sunt precedate sau nu de vane cu nivel constant aval, AVIS sau AVIO, după depărtarea la care se găsesc de regulatoarele de nivel – aval constant AVIS – de pe canalul de aducţiune). *Z* – abaterea tolerată pentru module; zona *A* – prize (derivaţii) echipate numai cu modul; zona *B* – prize (derivaţii) echipate cu modul precedat de o vană AVIO sau AVIS; *M* – module; *V* – vane AVIS; *v* – vane AVIO sau AVIS de pe derivaţii.

b. Liniile nivelului apei la un canal cu comandă din aval (linia nivelului unui bief dat trece întotdeauna printr-un punct fix, care este nivelul ce determină, pe perpendiculara sa, poziţia vanei AVIS, delimitând bieful la extremitatea amonte a acestuia. La debitul „0”, vanele fiind închise, linia apei este orizontală; linia apei este sensibil paralelă cu fundul pentru debitul maxim, vanele fiind atunci complet deschise; pe măsură ce debitul creşte, linia nivelului pivotează în jurul punctului fix, coborând în aval).

c. Rezervele de funcţionare în canalul cu comandă din aval.

Reglajul debitelor este realizat prin manevrarea vanetelor modulelor cu mască, amplasate în capătul fiecărei derivaţii (în soluţia Neyrpic).

Apelul de debit (cererea) de la o derivaţie primeşte satisfacţie imediat din bieful canalului de aducţiune (de distribuţie), care conţine un volum suplimentar de apă, cuprins între linia debitului maxim şi a debitului nul („*Q*") (fig. 33.18.b) (de exemplu, bieful $V_4$-$V_3$).

Vana AVIS ($V_3$) care precede bieful interesat se deschide automat, pentru a menţine constant nivelul de apă (la cota de reglaj) în bieful angajat de distribuţie ($V_4$-$V_3$).

La rândul său, bieful precedent ($V_3$-$V_2$) începe să se descarce în cel activ ($V_4$-$V_3$), având ca implicaţii deschiderea automată a vanei $V_2$.

Din aproape în aproape „cererile" se transmit până la priză, reglându-se astfel alimentarea canalului (a reţelei) conform ansamblului de cerinţe.

Reducerea sau încetarea totală a „cererii" provoacă un fenomen invers, închiderea automată a tuturor vanelor (AVIS), în mod progresiv, din aval spre amonte.

Prizele (derivaţiile) sunt echipate întotdeauna cu instalaţii pentru reglarea debitelor. În soluţia Neyrpic, acestea sunt modulele cu mască, protejate sau nu de vane cu nivel aval constant (v. fig. 33.18.a).

În funcţie de cerinţe, beneficiarul îşi poate regla personal debitul.

*Avantaje*

Sistemul de distribuţie cu comandă din aval are avantaje deosebite:

– Funcţionarea integrală automată a canalelor. Cum s-a arătat în fig. 33.18, la deschiderea prizelor (derivaţiilor) se obţine imediat debitul „cerut", din rezerva aflată în bieful canalului de ordin superior (distribuitor). Din aproape în aproape (din bief în bief), comanda se transmite pe întregul traseu, până la capătul amonte al reţelei fără intervenţia agentului hidraulic, al cărui rol se limitează numai la o simplă supraveghere.

– Economie importantă de apă. Între debitele (respectiv volumele) de apă primite şi cele distribuite (cerute) este stabilită o corespondenţă exactă, ţinându-se seamă pe lângă cerinţele normale, şi de cele excepţionale, ce ar putea să apară în viitor.

– Realizarea de acumulări la oprire. Oprirea cererii (consumului) de apă nu este însoţită de evacuări (pierderi) de apă. Debitul care continuă să fie primit din capătul sistemului (centru de priză), până la sosirea informaţiei de „închidere", nu este pierdut, ci serveşte la umplerea unei părţi din rezervele biefurilor, pregătindu-se astfel repunerea în funcţiune a sistemului, la apariţia unei erori în orice punct al reţelei.

– Răspuns exact şi imediat la toate cerinţele de debit. Schema prezentată în fig. 33.18.c arată că volumul de apă al fiecărui bief (capacitatea de înmagazinare a canalului) descreşte, pe măsură ce bieful creşte de la „0" (linia orizontală) spre $Q_{max}$ (linia cu înclinare maximă). Rezervele de funcţionare sunt formate din volumele de apă de forma unor pene, cuprinse între liniile de nivel la $Q = 0$ şi $Q_{max}$ (zona haşurată) şi vana aval de bief.

Aceste rezerve (de funcţionare) asigură satisfacerea imediată a cererii la derivaţii, permiţând a se neglija în mare măsură problema programelor. Supleţea acestui sistem de distribuţie este asigurată prin rezervele biefurilor, prin capacitatea resurselor de apă ce pot acoperi cerinţele şi prin capacitatea de transport a canalului şi instalaţiilor. În aceste condiţii, fiecare beneficiar (folosinţă) poate primi imediat debitul reclamat.

*Condiţiile de proiectare*

Tipul de comandă din aval este propriu canalelor mari cu pantă mică (0,3‰), care permit o distanţare rezonabilă a regulatoarelor (vanelor) automate, cum este cazul în sistemul de irigaţie pe canalul de aducţiune (CM), pe canalele de distribuţie dintre asociaţii (C.D.D.A.) şi chiar pe canalul principal de irigaţie (C.P.I.).

Rezerva de funcţionare, volumul „penei" de apă cuprins în fiecare bief $V_f$ (v. fig. 33.18, sectorul haşurat), trebuie calculat şi verificat cu mare atenţie, iar distanţa minimă $L$ între regulatoarele (vanelor) ce limitează un bief trebuie să asigure o rezervă (sectorul haşurat) de minimum:

$$V_f = \frac{Q_{max}}{2} T \qquad (33.3)$$

în care:

$Q_{max}$ este debitul maxim în bieful considerat;

$T$ – timpul de dus şi întors al undelor în bief:

$$T = \frac{L}{\sqrt{g \cdot h} + V} + \frac{L}{\sqrt{g \cdot h} - V} \qquad (33.4)$$

în care:

$$h = \frac{A}{B}$$

şi

$$V = \frac{Q}{A}$$

$A$ fiind secţiunea

$B$ – lăţimea planului de apă.

Înălţimea umerilor canalului deasupra nivelului static ($Q = 0$) va fi de cel puţin 1/10 din adâncimea apei şi trebuie să crească în secţiunile expuse vântului.

*Dezavantaje şi limite de folosire*

Sistemul de distribuţie cu comanda din aval, aplicându-se în condiţiile surselor abundente de apă, implică o serie de deziderate:

– Un canal de aducţiune (distribuţie) dimensionat pentru a putea tranzita în orice secţiune debitele maxime corespunzătoare cererilor; aceasta impune introducerea unei discipline în respectarea turelor de serviciu.

– Sursele abundente de apă. În cazul apariţiei unor deficite, canalul începe să se golească pe etape, începând cu biefurile superioare, care nu mai pot satisface cererile consumatorilor, în timp ce cererile din aval sunt satisfăcute.

– Cheltuieli importante în construcţia canalelor cu comandă din aval, în cazul pantelor mari. Întrucât capacitatea acestor canale trebuie să corespundă nivelului apei pentru $Q = 0$, care (nivel) este superior celui pentru $Q_{max}$, rezultă cheltuieli importante cu construirea şi impermeabilizarea reţelei de canale, comparativ cu comanda din amonte.

În cazul pantelor mai mari de 0,3%, cheltuielile de construcţie încep să nu mai poată justifica avantajele economice ale exploatării cu comandă din aval.

Capitolul 34

# CORELAREA ŞI ADAPTAREA SOLUŢIILOR DE IRIGAŢII ŞI ALIMENTĂRI CU APĂ LA CERINŢELE GOSPODĂRIILOR AGRICOLE CU PARCELE MICI, CU FOLOSINŢE COMPLEXE ŞI ÎN CONDIŢII DE RELIEF VARIAT

## 34.1. CONSIDERAŢII ASUPRA CONDIŢIILOR, TEHNICILOR ŞI FORMULELOR ORGANIZATORICE

Două argumente esenţiale au determinat tratarea problemelor din acest subcapitol:

1° – necesitatea extinderii irigaţiilor în zone altimetrice superioare – coline, dealuri – cu relief foarte variat (lunci, terase, versanţi, platouri) şi

2° – dezvoltarea agriculturii parcelare – private – cu mare diversitate de cerinţe pentru irigaţii şi alimentări cu apă.

La specificul irigaţie de tip complementar din climatul nostru (temperat), care impune o anumită tehnologie, se adaugă în prezent – pentru 2° – cerinţe suplimentare, legate de exigenţa agriculturii private faţă de elementul esenţial, apa, în condiţiile:

– evitării dezechilibrului agro-financiar al micilor proprietari provocat de alternanţa anilor deficitari şi excedentari (în apă);

– asigurării apei în gospodărie pentru toate folosinţele (agricole – irigaţii, zootehnice şi edilitar gospodăreşti), în tot cursul anului şi în condiţiile unui „răspuns" la „cerere" într-un timp minim, cu eforturi cât mai reduse;

– asigurării dezvoltării unei game mai variate de culturi de mare productivitate, pentru satisfacerea consumatorilor deveniţi din ce în ce mai exigenţi;

– reducerii cerinţelor de mână de lucru, deficitară în micile gospodării (ferme) agricole private;

– administrării îngrăşămintelor şi a unor tratamente concomitent cu apa de irigaţie;

– asigurării – prin irigaţie – a proiecţiei antigel în plantaţiile viti-pomicole etc. Deziderateле de mai sus conduc spre:

1. Tehnici de irigat prin aspersiune, în primul rând, care permit evitarea nivelării terenului (operaţie scumpă şi care afectează şi stratul de sol activ destul de subţire în condiţiile reliefului amintit), adaptarea cu uşurinţă a seturilor de echipamente existente la condiţiile orografice şi organizatorice, controlul mai riguros al apei (pentru evitarea proceselor de eroziune şi alunecări) precum şi realizarea execuţiei într-un timp record.

Trebuie reţinute însă şi celelalte tehnici de irigat (scurgerea la suprafaţă, localizată ş.a.) care pot să-şi găsească locul în condiţiile agriculturii private, luându-se în considerare economia de materiale, echipamente, energie etc.

Realizarea tehnică şi economică a cerinţelor de mai sus poate fi satisfăcută prin eforturi conjugate din partea statului şi a beneficiarilor individuali (sau asociaţii de producători agricoli), în concepţia aplicată în ţări cu remarcabile realizări, la nivel naţional, teritorial, local şi individual, ca de exemplu în Franţa, unde:

– Cazul I – marile amenajări hidrotehnice pentru irigaţii (conjugate frecvent şi cu alte folosinţe majore: navigaţie, hidroenergie etc.) sunt realizate pe plan teritorial-regional sau pe bazine hidrografice, prin Societăţi şi Companii Naţionale, ca de exemplu Societatea Canal Provence sau Compania de Amenajare a Rhônului (v. *Scheme Hidrotehnice Complexe* – Editura Tehnică, Bucureşti, 1986, V. Blidaru), în timp ce în

– Cazul II – amenajările cu caracter local (pentru irigaţii, drenaje etc.) se realizează prin organizaţii locale, prin mici asociaţii sau sindicate (de specialitate).

În Franţa, problema apelor este dirijată prin Comitetul Naţional al Apelor, care realizează şi o serie de amenajări legate în special de protecţia apelor (cantitativ şi calitativ), în timp ce amenajările hidrotehnice pentru mediul rural – (agricultură, energie, navigaţie, industrie) – cad în competenţa organizaţiilor locale sau regionale, la care prezenţa departamentelor – (statului) se face puternic resimţită, sub diverse aspecte: organizatoric, tehnic, financiar etc.

Finanţarea investiţiilor valorifică pentru primul caz ($C_1$) fondurile Societăţilor, Companiilor, Credite (de la bănci mondiale, BIRD, franceze, CEC ş.a.), în timp ce pentru cazul al doilea ($C_2$) organizaţiile locale (asociaţiile de agricultori, sindicatele etc.) beneficiază de fonduri proprii şi credite de la bănci, CEC ş.a.

Prezenţa şi ajutorul statului este simţită în ambele situaţii.

În cazul României, beneficiind de existenţa unui puternic sector de Îmbunătăţiri Funciare central şi teritorial, cu extindere în întreaga ţară, şi cu un sistem financiar naţional şi de cooperare internaţională în curs de perfectare şi în sensul la care ne referim, se pot reţine ca soluţii tehnico-financiare şi de exploatare, după aprecierile noastre:

1. Schemele hidrotehnice ale sistemelor mari şi complexe de irigaţii (naţionale, interjudeţene şi judeţene – intercomunale), ce cad în sarcina statului, care să beneficieze de proiectarea centrală de înaltă competenţă asigurată prin ISPIF (şi alte instituţii şi organizaţii ca sub-proiectanţi) beneficiind de fonduri centrale (şi credite FMI, Banca Mondială ş.a.) şi de o exploatare riguroasă prin unităţi de profil teritoriale.

Pentru aceste mari sisteme – gen „Siret-Bărăgan", „Olt-Vedea-Argeş", „Iaşi-Vaslui-Botoşani", „Someş-Crişuri-Mureş" ş.a., se impune consolidarea şi organizarea unor întreprinderi corespunzătoare şi zonale de profil asemănător companiilor şi societăţilor din Franţa (C.N.R. ş.a.).

2. Sistemele locale (asociaţii, obşti, sindicate de resort), pot beneficia de proiectarea şi execuţia unităţilor teritoriale-judeţene (întreprinderile de proiectare, execuţie şi exploatare), iar fondurile de investiţii pot avea ca sursă creditele bancare şi contribuţiile directe şi proporţionale ale beneficiarilor. Asistenţa tehnică în exploatarea sistemelor locale poate cădea tot în atribuţiile unităţii teritoriale, locale.

## 34.2. REŢELELE DE DISTRIBUŢIE – RD – CU INSTALAŢIILE ŞI CONSTRUCŢIILE NECESARE DESERVIRII AGRICULTURII PARCELARE ŞI TERENURILOR CU RELIEF NEREGULAT. ÎNCADRAREA RD ÎN SCHEMA HIDROTEHNICĂ A SISTEMELOR DE IRIGAŢII

În zonele de coline şi dealuri, ca şi în zonele de câmpie cu relief variabil (câmpii, terase, platouri joase etc.), precum şi în condiţiile unor gospodării cu agricultură parcelară (privată) cu folosinţe complexe, se impun pe cât posibil soluţii de irigaţii şi alimentări cu apă ce pot folosi aceeaşi sursă (de apă) şi reţea de aducţiune şi distribuţie.

Reţelele de distribuţie ce alimentează cu apă aceste gospodării trebuie să funcţioneze la „cerere" şi cu distribuţie în tot cursul anului; deci trebuie să se găsească permanent sub presiune, având şi volumul de apă asigurat pe cât posibil.

În acest caz soluţiile ce se impun diferă de situaţiile clasice, cu reţele de distribuţie „separate" (pentru irigaţii şi pentru alimentări cu apă), de tipul celor realizate la noi în ţară până în prezent, în cadrul ploturilor de irigaţii (v. Sadova-Corabia, Tr. Măgurele, Carasu, Terasa Brăilei etc.).

Soluţiile adoptate în tehnica franceză[1] din zonele Authion (N.V. Franţei), Provence, Languedoc (S.E. Franţei) ş.a. pot fi valorificate şi la noi pentru cazurile enunţate în primele paragrafe al acestui subcapitol.

Pentru ca în nodurile de distribuţie – la beneficiarii terenurilor agricole (parcelare), în micile gospodării agro-zootehnice – apa să se poată distribui la „cerere", valorificând o reţea de distribuţie (R.D) de tipul celei din fig. 34.1, este indicat ca aceasta să se găsească sub presiune.

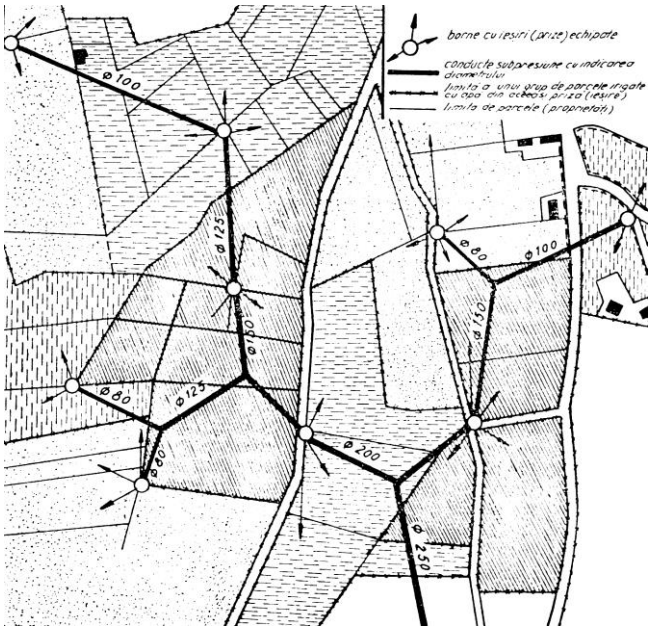



**Fig. 34.1.** Tip de reţea de distribuţie sub presiune pentru irigaţii şi alimentare cu apă.

În cadrul aceloraşi scheme hidrotehnice, de preferinţă de tip gravitaţional, reţelele de distribuţie (R.D.) vor avea o structură care poate asigura transportul apei

[1] V. Blidaru, „Scheme Hidrotehnice Complexe", cap. 4, Ed. Tehnică, Buc., 1986.

la toate punctele (de distribuţie), oricât de neuniform sunt răspândite (v. fig. 34.1). În această soluţie de distribuţie R.D. pot fi echipate cu rezervoare de echilibru *($R_e$)* ocupând poziţii diferite în reţea ($b_1$, $b_2$, $b_3$ – fig. 34.2). $R_e$ pot deservi suprafeţe irigate de 2.000-6.000 ha (deci mai multe asociaţii, ferme, sate etc.) sau obiective agro-zootehnice importante.

Pentru a se putea asigura debitul cerut de reţea, cu menţinerea unei presiuni acceptabile în toate secţiunile (reţelei) şi la toate planurile (de altitudine ale folosinţelor), se adoptă în soluţia tehnicii franceze vizată, două construcţii specifice: rezervoarele de echilibru ($R_e$) şi bornele de irigaţie ($B_1$), ce se pot amplasa ca în figura 34.3.

Irigarea fiecărui ploi este asigurată printr-o staţie de pompare (Stpp) amplasată lângă canalul (fig. 34.4) ce reprezintă sursa de apă (de obicei canal de distribuţie şi mai rar un curs de apă). Ca regulă generală în Complexul Bas-Rhône-Languedoc, la fiecare etaj de altitudine este asociat o staţie de pompare cu un rezervor de echilibru $R_e$, cu suprafaţa liberă, care asigură reglarea presiunii în reţea, precum şi volumul de apă minim necesar în caz de avarii. Cota rezervorului $R_e$ se stabileşte astfel ca amonte de fiecare bornă de irigaţie să se asigure o presiune de minimum 4 bari.

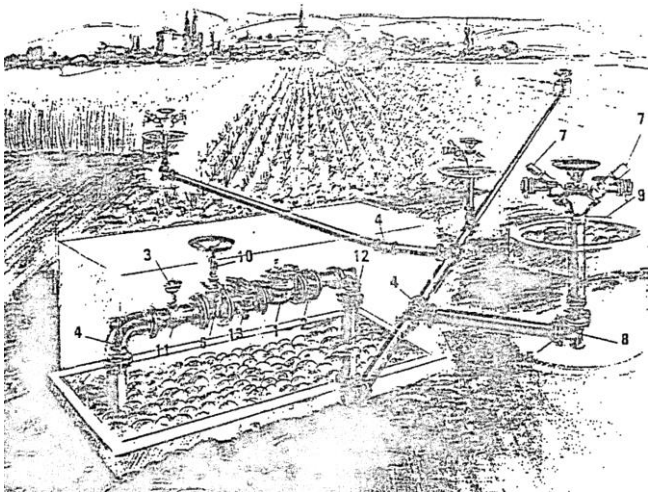


**Figura 34.3.** Echiparea unei suprafeţe cu borne de irigaţie: 1 – vană automată; 2 – regulator de presiune în aval (pentru presiunea în amonte > 3-4 bari); 2 – limitator de debit; 3 – dispozitiv de suprapresiune; 4 – coturi şi „T”-uri; 5 – flanşe – P.V.C. sau fontă; 6 – vană „OCA 2”; 7 – priză „CORELY” la borna de irigaţie cu reglare de debit şi presiune; 8 – cot pentru montarea bornei în poziţie verticală; 9 – bornă de irigaţie „BIR” cu 2 sau 4 prize; 10 – indicator de deschidere a vanei; 11 – colier de strângere pentru toate tipurile de conducte; 12 – colier de strângere pentru P.V.C; 13 – filtru pentru protecţia aparatelor din aval.

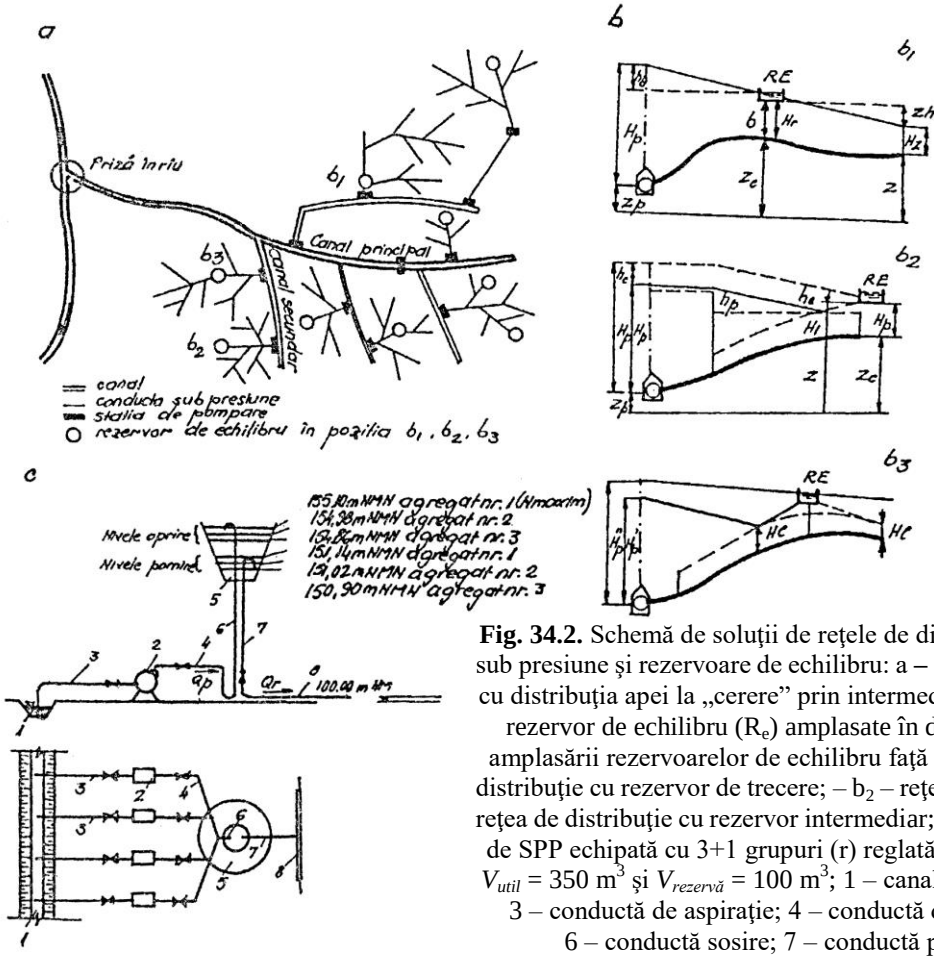



**Fig. 34.2.** Schemă de soluţii de reţele de distribuţie funcţionând cu staţii de punere sub presiune şi rezervoare de echilibru: a – Schema hidrotehnică de tip gravitaţional cu distribuţia apei la „cerere” prin intermediul unor reţele sub presiune echipate cu rezervor de echilibru ($R_e$) amplasate în diverse poziţii ($b_1$, $b_2$, $b_3$); b – Schema amplasării rezervoarelor de echilibru faţă de reţeaua de distribuţie – $b_1$ – reţea de distribuţie cu rezervor de trecere; – $b_2$ – reţea de distribuţie cu contrarezervor; – $b_3$ – reţea de distribuţie cu rezervor intermediar; RE – rezervor de echilibru; c – exemplu de SPP echipată cu 3+1 grupuri (r) reglată cu rezervor de echilibru (castel) având $V_{util}$ = 350 m$^3$ şi $V_{rezervă}$ = 100 m$^3$; 1 – canal de distribuţie; 2 – agregat de pompare; 3 – conductă de aspiraţie; 4 – conductă de refulare; 5 – rezervor de echilibru; 6 – conductă sosire; 7 – conductă plecare; 8 – conductă principală.

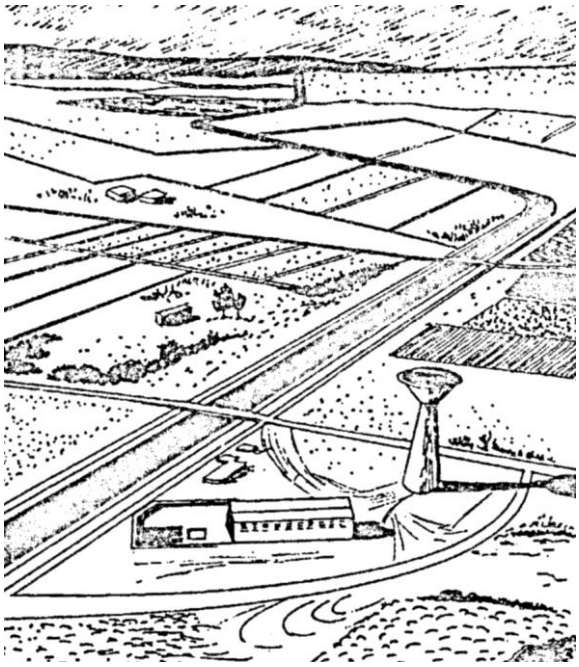


**Figura 34.4.** Staţia Sainte-Colombe. Rezervor şi canal principal.

Întrucât în agricultura parcelară – privată – regimul de exploatare al reţelelor de distribuţie este mult mai solicitat (ca frecvenţă de porniri-opriri, ca fluctuaţii de debite şi presiuni, ca exigenţă în „răspuns" la „cerere"), pentru a adapta regimul Stpp la debitul cerut în reţea, cu menţinerea presiunii necesare în toate secţiunile reţelei, s-a adoptat (în S.I. Rhône-Languedoc) sistemul de reglaj în regim discontinuu de tip rezervor deschis (mărimi exploatate: niveluri etajate), amplasat lângă Stpp (fig. 34.5)

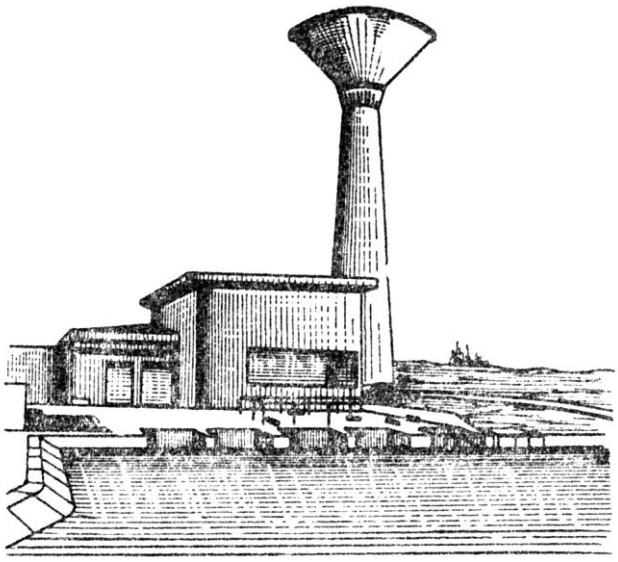


**Fig. 34.5.** Staţie de punere sub presiune cu rezervor de echilibru în S.I. Rhône-Languedoc.

Acest tip de reglaj foloseşte rezervorul cu nivel liber, legat în paralel cu conducta de refulare a Stpp (fig. 34.2).

Principiul este următorul: agregatele funcţionează automat (comandate de relee de nivel), în limita a două niveluri de apă în rezervor, cu un număr limitat de porniri şi opriri pe oră.

Declanşarea sau anclanşarea agregatelor se face în scară, în funcţie de oscilaţia nivelului apei în rezervor, oscilaţie care este corelată cu regimul de funcţionare din reţea.

Soluţia conduce la un randament excelent, prin alegerea unui domeniu de reglaj $\Delta H$ relativ mic, graţie unui reperaj precis al nivelelor şi funcţionării pe o plajă de randament optim al pompării (v. fig. 34.2).

Amplasarea rezervoarelor de echilibru poate fi: fie lângă Stpp şi atunci sunt de tipul castelelor (turnuri) de apă supraînălţate, fie în locuri mai mult sau mai puţin distanţate (de Stpp), care, prin altitudinile superioare (faţă de Stpp), permit reducerea înălţimii castelului de apă şi chiar amplasarea cuvei rezervorului la nivelul terenului.

Când orografia terenului nu permite montarea rezervorului la suprafaţa solului, se recomandă soluţia cu castel de apă, atunci când debitul maxim de pompare este relativ ridicat (circa 1000 l/s şi mai mult) şi când presiunea de refulare nu impune o supraînălţare a rezervorului mai mare de 50-54 m, care ar conduce la construcţii prea costisitoare.

Nivelul apei din rezervor comandă reglarea staţiei de pompare.

Nivelurile de oprire şi de pornire ale fiecărui grup sunt eşalonate, respectiv la partea superioară şi la partea inferioară a rezervorului, cu un suficient decalaj pentru a putea preîntâmpina funcţionarea necorespunzătoare.

Pentru a beneficia de economiile tarifare realizate prin pomparea în orele de minim al curbei de sarcină a furnizării de curent, se poate instala un programator orar, care neutralizează reglarea normală în timpul orelor de vârf şi care este reglat astfel ca rezervorul să fie totdeauna plin la începutul perioadei (orelor) de vârf.

Presiunea se poate menţine deci în reţea în diverse soluţii:

– gravitaţional prin poziţia sursei de apă;

– prin pompare (cu hidrofor) cu pompe cu turaţie variabilă sau prin rezervor de echilibru (Re).

## 34.3. UNELE TEHNICI DE IRIGARE ŞI ECHIPAMENTE DE UDARE, ÎN CADRUL GOSPODĂRIILOR MICI, CU PROFIL COMPLEX

Adoptându-se tipul de reţea de distribuţie pentru agricultura parcelară (privată) şi pe terenuri cu relief neregulat (v. fig. 34.1), posibilităţile alegerii echipamentelor sunt condiţionate atât de mărimea suprafeţei parcelelor, cât şi de tehnica de irigare aleasă: aspersiune, scurgere la suprafaţă, localizată, bivalentă etc.

Referirile ce urmează nu au în vedere tehnicile şi echipamentele specifice agriculturii mari, în soluţie clasică ($S_1$), care sunt suficient tratate în cărţile de Irigaţii (şi Drenaje) ale autorilor şi ale altor specialişti.

Aici vor fi reţinute echipamente şi aspecte caracteristice adoptate pentru agricultură cu parcele mici.

**1°. În cazul aspersiunii**

1 / *Instalaţii şi echipamente pentru aspersiune*. În interiorul uneia sau mai multor gospodării (ex. fig. 34.6.), alimentarea cu apă a suprafeţelor mici – de ordinul unui hectar, sau mai mult – se poate face folosind instalaţii de udare de diverse tipuri (mobile, semimobile şi fixe – fig. 34.7), alimentate prin prizele bornelor de irigaţii.

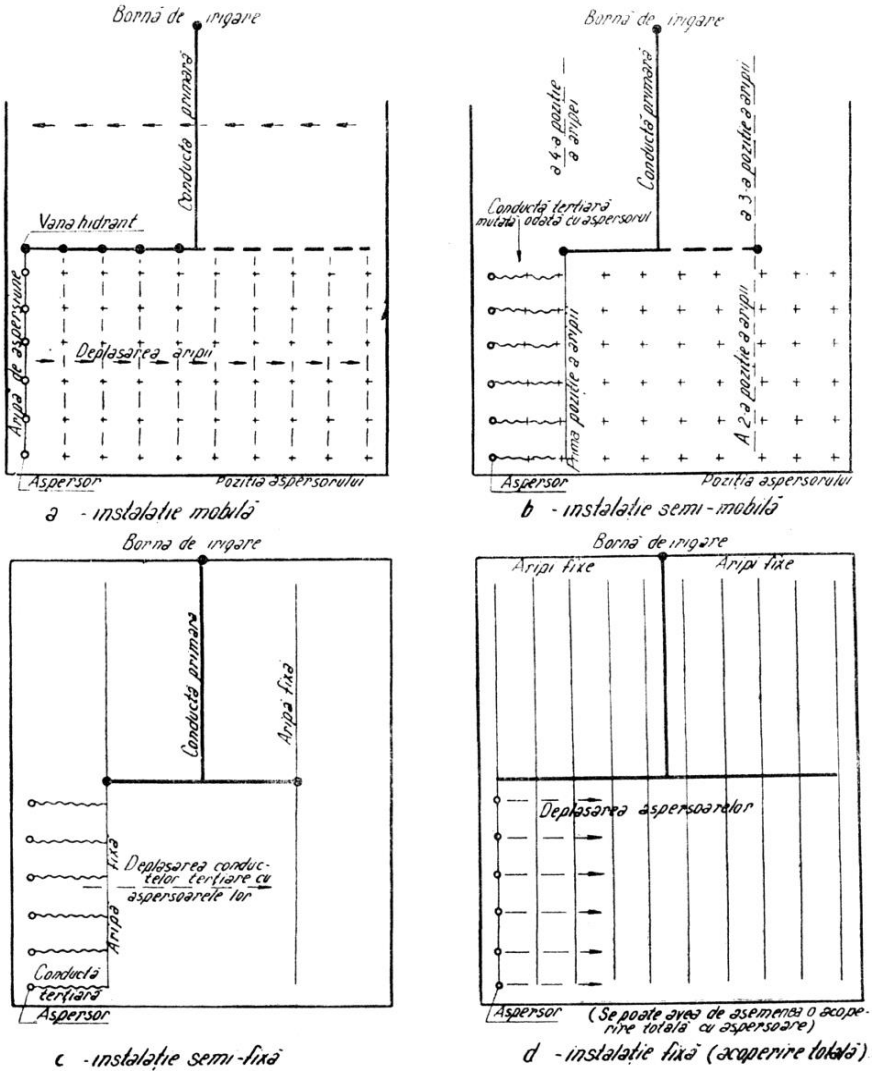



**Fig. 34.7.** Tipuri de instalaţii de udare prin aspersiune pentru parcele mici: a – instalaţie mobilă; b – instalaţie semimobilă; c – instalaţie semifixă; d – instalaţie fixă (acoperire totală).

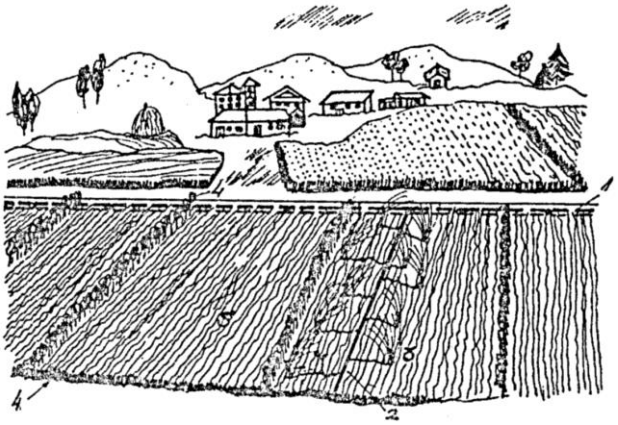


**Fig. 34.6.** Irigarea prin aspersiune a parcelelor de teren ocupate cu grădini de zarzavat şi livezi într-o mică fermă: 1 – conductă de distribuţie sub presiune, fixă (îngropată); 2 – aripă de aspersiune mobilă; 3 – aspersor mobil; 4 – perdea de protecţie; 5 – parcelă de irigat.

Conducta primară (de legătură), la reţeaua de distribuţie) transportă tot debitul prizei de apă („modulul"), alimentând conductele secundare sau rampele (aripile) de udare, la care sunt branşate aspersoarele, direct sau prin intermediul furtunelor, în cazul aspersoarelor cu deplasare prin târâre (fig. 34.8), pe suporţi glisanţi (model mare şi mic).

În fig. 34.8 (a, b) sunt date două exemple reprezentative pentru suprafeţe irigate, de 1 ha şi 14,5 ha, din Complexul Rhône inferior – Languedoc (după ing. Albert Goudeau, Montpellier).

Pentru exemplul suprafeţei de 14,5 ha, calculul hidraulic al reţelei este făcut în ipoteza funcţionării simultane a 2 prize (de exemplu $P_1$ şi $P_4$), alimentând fiecare câte două aripi aspersoare (de exemplu A şi A'), având fiecare câte 14 aspersoare.

Conducta de distribuţie îngropată alimentează simultan un număr de 56 aspersoare – prin cele 2 prize şi 4 aripi aspersoare.

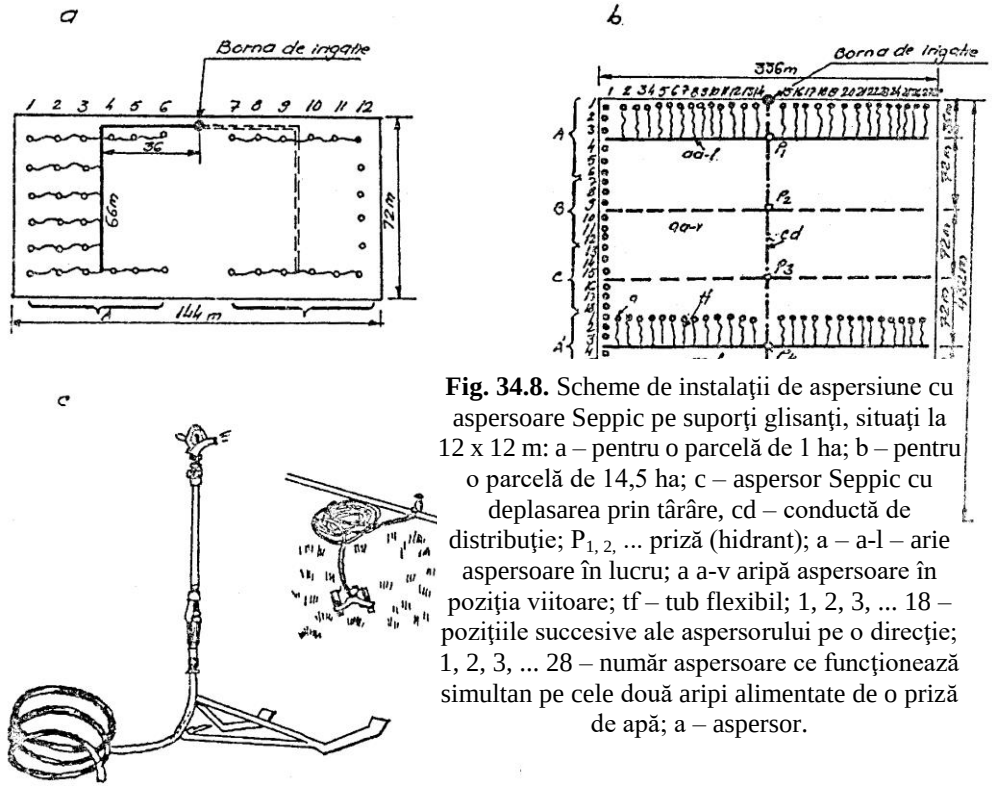



**Fig. 34.8.** Scheme de instalaţii de aspersiune cu aspersoare Seppic pe suporţi glisanţi, situaţi la 12 x 12 m: a – pentru o parcelă de 1 ha; b – pentru o parcelă de 14,5 ha; c – aspersor Seppic cu deplasarea prin târâre, cd – conductă de distribuţie; $P_{1, 2, ...}$ priză (hidrant); a – a-l – arie aspersoare în lucru; a a-v aripă aspersoare în poziţia viitoare; tf – tub flexibil; 1, 2, 3, ... 18 – poziţiile succesive ale aspersorului pe o direcţie; 1, 2, 3, ... 28 – număr aspersoare ce funcţionează simultan pe cele două aripi alimentate de o priză de apă; a – aspersor.

deplasarea acesteia. Funcţionarea aspersorului se face începând cu poziţia cea mai depărtată de aripă, în ordinea 1,2,3 respectiv 6,5,4 (v. fig. 34.8.b poziţia A de o parte și de alta a aripii.

În figura 34.8.a se dă (Albert Goudeau) o schemă de udare cu instalaţia mobilă folosind aspersoare SEPPIC cu suporţi glisanţi, pentru o parcelă de 1 ha din complexul hidroameliorativ Rhônul inferior-Languedoc.

La toate tipurile de instalaţii de aspersiune cu conducte prezentate se pot ataşa dozatoare de îngrăşământ, ca cel din fig. 34.9 cu ajutorul căruia se realizează, concomitent cu udarea, şi distribuirea îngrăşămintelor.

Pentru o parcelă de formă dată (v. fig. 34.8), orientarea şi lungimea rampelor de udare diferă după amplasamentul prizei de apă (la marginea sau la centrul terenului) şi după traseul conductei de legătură (primară).

Echipamentul şi caracteristicile funcţionale sunt: – conducta de aliaj de aluminiu (aripa aspersoare) care transportă câte 1/4 din debitul conductei fixe de distribuţie, debit furnizat prin cele 2 prize în funcţiune simultană. Aceste conducte au: $d$ = 2”; lungimea (fiecărei aripi) 162 m; pierderile de sarcină 3,12 m; – tuburile de material plastic au: $d$ = 20 mm; lungimea = 30 m; pierderile de sarcină 1,20 m (0,04 x 30); pierderile de sarcină totale 3,12 + 1,20 = 4,32 m; presiunea de funcţionare (de serviciu) la primul aspersor este: 2,80 – – 0,12 = 2,68 bari; (2,80 – presiunea la priză); presiunea de funcţionare la ultimul aspersor este: 2,68 – – 0,312 = 2,368 bari; debitul de aspersor = 0,83 l/s; $H_{sm}$ = 2,5 bari; $i_f$ = 5,7 mm/h.

Pentru funcţionarea instalaţiei prezentate în schiţa din figura 34.8 b sunt necesare: 648 m conductă aluminiu – cele 4 aripi aspersoare – [(336 x 2) – (12 x x 2)]; 58 aspersoare montate pe suporţi glisanţi care se branşează prin tuburile elastice la aripile aspersoare de aluminiu (fig. 34.8.c).

Deplasarea aspersoarelor montate pe suporţi glisanţi se poate face prin tracţiune, cu tuburile elastice. Tuburile elastice având 30 m lungime, este posibil să se efectueze cu fiecare aspersor câte 3 staţii, de o parte şi de alta a aripii aspersoare (de aluminiu) fără a necesita

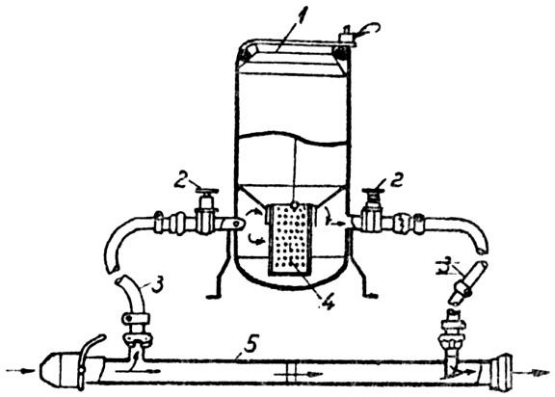



**Fig. 34.9.** Secţiune prin dozatorul de îngrăşăminte şi schema racordării la aripa aspersoare: 1 – rezervor pentru îngrăşăminte; 2 – robinet; 3 – tuburi elastice; 4 – sită prin care trece îngrăşământul; 5 – aripa aspersoare.

Schemele din fig. 34.7 şi 34.8 arată că între soluţiile extreme (ca echipament, cost investiţii, cheltuieli de exploatare), adică între instalaţia mobilă, în care întregul echipament se mută şi instalaţia fixă, în care se deplasează numai aspersoarele, se înscriu şi alte soluţii intermediare, care se pot diversifica după posibilităţile financiare şi forţa de muncă de care se dispune.

În cazul grădinilor de zarzavat şi a livezilor, aspersorul trebuie să urmărească în deplasare linia brazdelor şi a rândurilor de pomi, idem montarea aripii de aspersiune cu aspersoare fixe (fig. 34.10).

Gama de instalaţii pentru suprafeţe mici irigate este în prezent foarte largă ajungându-se chiar la echipamente cu funcţionare total automatizate.



**Fig. 34.10.** Udarea grădinilor de zarzavat prin aspersiune (şi brazde).

2 / *Instalaţii şi echipamente* pentru distribuţia automată a apei la parcele.

Distribuţia (aplicarea) automată a apei la parcele se face cu ajutorul unor echipamente hidraulice. Se adoptă, în acest scop, la sistemele existente sau noi o serie de vane acţionate de la distanţă, apa la priză având o presiune de 3 bari.

În Israel s-au aplicat cu succes trei tipuri de instalaţii de irigaţii automatizate, fabricate de firma Bermad; instalaţiile se numesc „Follow-Thru" 201, 301, 401, (fig. 34.11). Principalele avantaje pe care le prezintă aceste instalaţii sunt: controlul permanent al irigaţiei, prin măsurarea cantităţii de apă livrată, adaptabilitatea instalaţiilor în funcţie de sol şi cultură şi simplitatea funcţionării.

Aceste instalaţii mai prezintă avantajul supravegherii tuturor operaţiilor, de la început până la sfârşit, şi au următoarele caracteristici: puterea mică a echipamentului de pompare, economie la preţul de cost al apei, reducerea activităţilor fizice (un om serveşte tot sistemul la un singur drum), utilizarea optimă a apei, scăderea tasărilor solului (se elimină mutarea conductelor), economii la capitalul investit.

Instalaţia automată „Bermad-Follow-Thru-201" are conducta principală de 3" şi conducta laterală de 2". Aceasta se compune din: vana cu contor automat tip Bermad (de 1" sau 1 1/2"), regulatorul de presiune Bermad, cu vană hidraulică instalată pe conducta liniară de transport, tubul de legătură între vana hidraulică şi vana de măsură. La începutul ciclului de irigare toate vanele de măsură sunt reglate manual, pentru a lăsa să treacă cantităţile de apă „cerute". Vanele hidraulice sunt deschise. Ciclul de irigare începe când vana de pe conducta de transport se deschide şi apa curge până la prima laterală de serviciu unde se găseşte vana de măsură. Simultan se realizează presiunea de lucru în partea superioară a cilindrului vanei hidraulice (de pe conducta flexibilă). Această presiune acţionează vana, închizând-o.

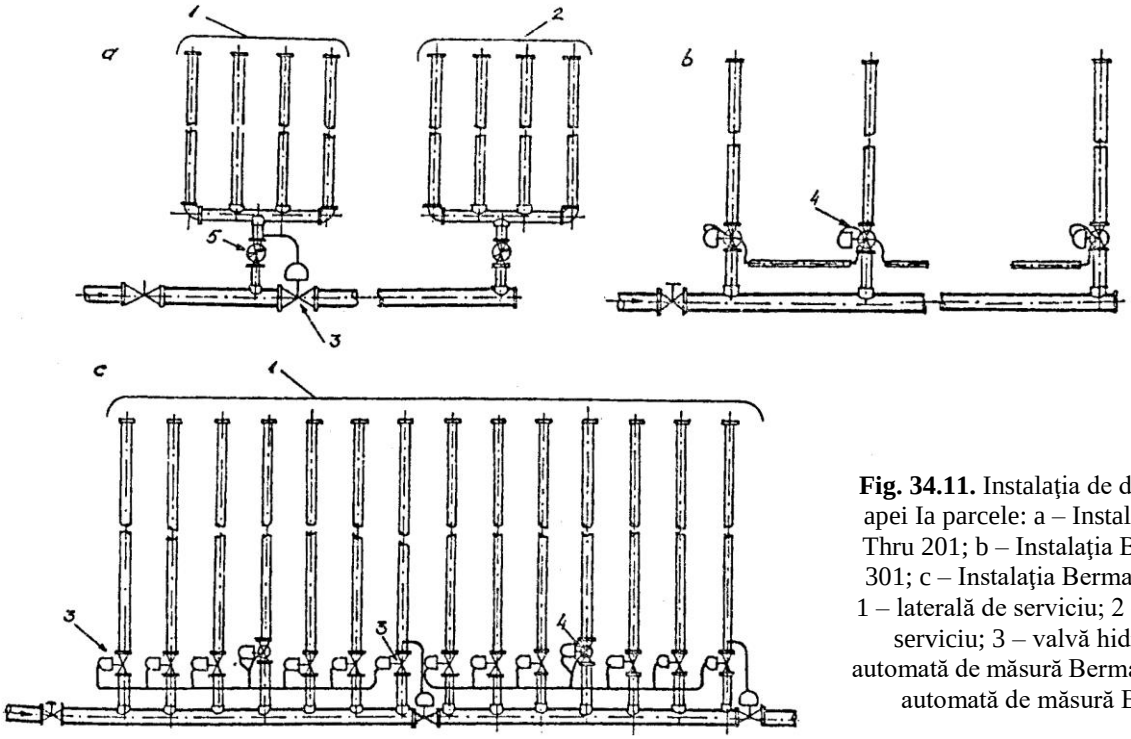



**Fig. 34.11.** Instalaţia de distribuţie automată a apei Ia parcele: a – Instalaţia Bermad-Follow Thru 201; b – Instalaţia Bermad-Follow Thru 301; c – Instalaţia Bermad-Follow Thru 401: 1 – laterală de serviciu; 2 – capătul lateralei de serviciu; 3 – valvă hidraulică; 4 – valvă automată de măsură Bermad 2" – 10"; 5 – valvă automată de măsură Bermad 1" -$1^1/_2$"

Când pe prima laterală de serviciu a trecut cantitatea predeterminată de apă, valva (vana) de măsură

se închide automat. În laterala obturată, presiunea scade la zero. Se creează astfel o presiune de serviciu disponibilă pentru următoarea laterală. Deci curgerea apei se face secvenţial de la laterală la laterală de serviciu, ceea ce conduce la dimensionarea conductei principale de aducţiune pentru un debit necesar funcţionării unei singure laterale de serviciu.

Cu mici modificări, sistemul „Bermand-201" poate fi folosit pentru irigarea automată şi pe parcele mari, unde distanţa între laterale de serviciu depăşeşte 150 m.

Instalaţia automată„Bermad-Follow-Thru-301" (fig. 34.11.b) foloseşte laterale de serviciu cu un diametru mai mic de 2". Sistemul este dotat cu vană de măsură ($D_n$ = 2"), tuburi de legătură din material plastic de 1/2". Se deschid vanele de măsură pentru volume de apă prestabilite care urmează să treacă. Presiunea apei, la prima valvă (vană) de măsură, este transmisă prin tuburi de plastic.

Funcţionarea sistemului este similară cu aceea a sistemului „Bermad-201".

Instalaţia automată „Bermad-Follow-Thru-401" (fig. 34.11.c) se foloseşte pentru conducte mari cu laterale de 2" la sfârşitul sistemului.

3 / *Echipamente folosite pentru sisteme de irigare automatizate hidraulic*. În prezent există în lume mai multe firme specializate în producerea acestui echipament (exemplu: BERMAD, I.C.W.A. ş.a.). Echipamentul constă în aparate de măsură şi control şi aparate pentru închiderea automată a conductelor.

Vanele folosite pentru închiderea automată, după trecerea unui debit prestabilit, pot fi de mai multe tipuri. Aceste vane sunt prevăzute cu un buton care se roteşte pe un disc gradat până la gradaţia care marchează volumul de apă ce urmează să treacă prin vană. Aceste vane fac parte din seria de vane tip „Delia". În continuare se prezintă o schemă de principiu a acestor vane (fig. 34.12 a, b).

Funcţionarea vanei cu închidere automată se va descrie după prezentarea părţilor componente (ale vanei); acestea sunt: capul supapei (1), conducta de legătură (2), apometru (3), mecanism de control (4), filtru (5), conducta de curgere (6), (7), conducta de intrare (8), conducta de ieşire (9), sistemul de închidere manuală mecanică (10), cilindrul supapei hidraulice (11). Pentru a se pune în funcţiune supapa se vor efectua următoarele operaţii: se roteşte butonul de pe disc în direcţia săgeţii (săgeată vizibilă pe corpul vanei), se fixează indicatorul (acul) în dreptul diviziunii care corespunde cantităţii de apă ce urmează a fi livrată, se poate deschide trecerea apei prin conducta (8).

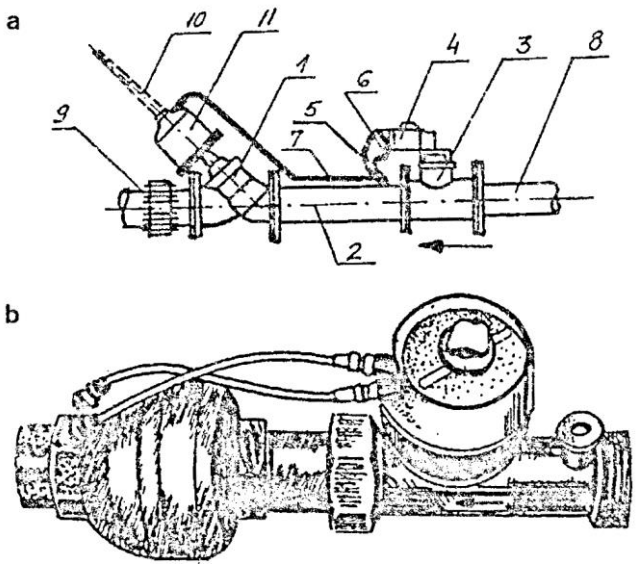



**Fig. 34.12.** Vana de tip Delia: a – schema de funcţionare; b – ansamblu; 1 – capul supapei; 2 – conducta de legătura; 3 – apometru; 4 – mecanism de control; 5 – filtru; 6-7 – conducta de curgere; 8 – conducta de intrare; 9 – conducta de ieşire; 10 – sistemul de închidere manuală mecanică; 11 – cilindrul supapei hidraulice.

O altă variantă de vană pentru măsurarea debitului, fabricată de aceeaşi firmă, este vana de măsură a debitului tip „Delia".

Această vană are o schemă de funcţionare asemănătoare cu cea prezentată anterior. Vana se foloseşte ca echipament pentru schemele de irigaţie cu acţionare hidraulică automatizate pentru tipul de automatizare parţială (preprogramare).

Vanele de măsură a debitului cu închidere automată după trecerea unui debit pre-programat se fabrică diferenţiat, în funcţie de diametrul conductelor la care se montează. Presiunea minimă de lucru este 0,5 bari.

Un alt tip de vană pentru măsurarea debitului este fabricat de firma „Bermad", fiind, din punct de vedere constructiv, asemănător cu cele fabricate de firma „Nirim" ş.a.

**2°. În cazul irigaţiei prin scurgere la suprafaţă pe brazde**

Pentru irigarea prin brazde a parcelelor cu dimensiuni reduse, pe terenuri cu pante mici ($2^x$) cultivate cu zarzavat, sau pe terenuri cu pante mari ($1^x$) plantate cu pomi fructiferi, în tehnică s-au diferenţiat câteva tipuri de soluţii, care prezintă importanţă şi în cazul nostru (după H. Rebour şi M. Deloye).

Fără a repeta fundamentarea teoretică a tehnicii de irigare pe brazde, mult dezvoltată şi în lucrările autorilor (v. şi vol. I „Raţionalizări în Irigaţii şi Drenaje" – 1990), vor fi prezentate în continuare numai două aspecte legate de distribuţia apei pentru cele două cazuri ($1^x$ şi $2^x$).

Cazurile ce se analizează se încadrează în structura generală a Reţelei de Distribuţie (RD), indicată în figura 34.1, care prin intermediul bornei de irigaţie asigură debitul de apă şi presiunea necesară aval, funcţie de tehnica de irigare şi udare aplicată. Astfel:

1/ – pentru cazul ($1^x$) udării prin brazde a plantaţiilor pomicole (şi viticole) cultivate pe terenuri cu pantă mare, soluţia de amenajare a terenului şi de distribuţie a apei poate fi de tipul celei prezentate în fig. 34.13 a, b, c. Prin intermediul canalului de distribuţie (C) trasat pe linia de cea mai mare pantă, se face alimentarea cu apă a brazdelor (duse pe curba de nivel, printre rândurile de pomi) prin tuburi sau sifoane (v. fig. 34.14).

Pentru a se evita eroziunea, ca şi pentru asigurarea nivelului de apă constant pe canal, acesta este echipat din loc în loc cu vane (A), realizându-se astfel mici cuve (B) de alimentare a brazdelor.

În canalul de alimentare al brazdelor, apa este adusă – de la priza bornei de irigare – printr-o conductă subterană de alimentare (E), care prin intermediul robinetului (D) debitează apa în micile bazine betonate (C), pentru evitarea eroziunii.

Când vanele (A) barează transversal un canal ce are pantă pronunţată, relaţia de cote între vane succesive trebuie să asigure biefarea astfel ca baza vanei amonte să fie la nivelul crestei vanei vecine situată aval; practic nu trebuie să se depăşească căderea de 0,60 m.

Pentru a se obţine un debit controlat într-un element de irigare dat, intervin două tipuri de accesorii de distribuţie:

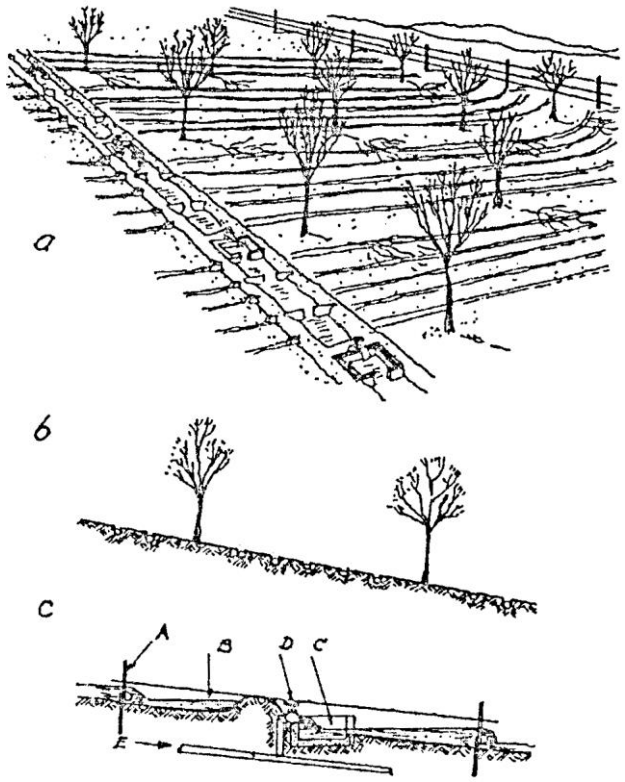



**Fig. 34.13.** Tehnica irigării pe brazde a terenurilor cu pante mari cu alimentare din canale şi conducte cu presiune: a – plantaţie irigată prin brazde de contur alimentate din canal în pantă; b – secţiune transversală prin brazde; c – secţiune longitudinală prin canalul de alimentare a brazdelor; A – stavilă realizând nivel constant; B – cuvă de alimentare a brazdelor; C – mic rezervor betonat prevenind eroziunea; D – robinet; E – tub subteran de alimentare.

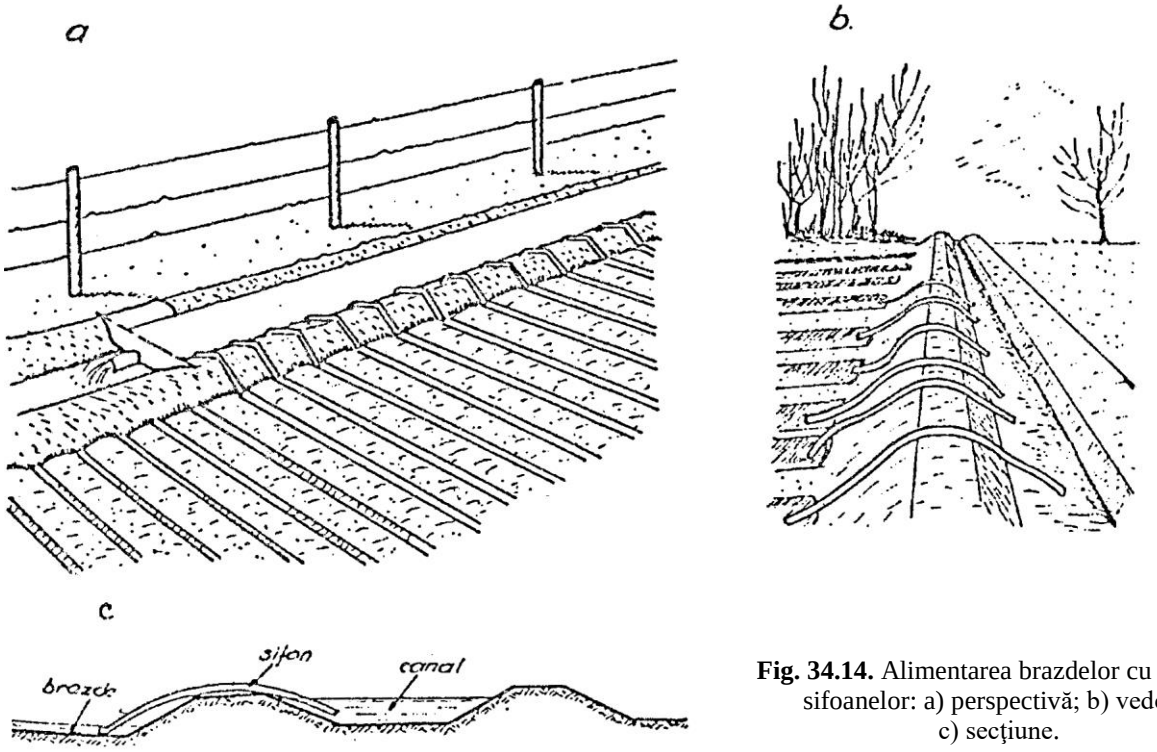



**Fig. 34.14.** Alimentarea brazdelor cu ajutorul sifoanelor: a) perspectivă; b) vedere; c) secţiune.

– vana reglabilă care asigură o înălţime de apă definită şi constantă în canalul de distribuţie (v. fig. 34.13.c)

– vanete de asemenea reglabile, care asigură derivarea unui anumit debit şi prin care se face legătura canalului de distribuţie cu elementul de udare.

În fig. 34.14 a, b, c şi în tabelul 34.1 se prezintă schematic distribuţia apei din canal în brazde, cu evidenţierea barării, amplasării sifoanelor, diferenţei de cotă între nivelul apei din canal şi cel din brazdă, precum şi debitul sifoanelor.

Tot pentru cazul $1^x$, canalul de distribuţie cu pantă mare este consolidat (betonat), este construit în trepte (fig. 34.15), este sectorizat prin stăvilare ($S_3$, $S_2$, $S_1$), asigurând presiunile necesare la tuburile de alimentare a brazdelor.

Tuburile se folosesc frecvent în canalele cu pante mari sectorizate, adică canalele supraterane (cu tuburi fixe pentru fiecare brazdă) şi pe care se realizează biefurile prin stăvilare, ce pot fi şi din cauciuc pânzat.

În figura 34.15 se poate vedea că stăvilarul închis ($S_3$) realizează, prin lama deversantă, o reţinere în amonte care asigură în bieful 3 udarea pe brazde cu debitul iniţial ($q_i$), iar în bieful 2 udarea se face cu debitul de regim ($q_r$).

Duratele de alimentare a brazdelor cu cele două debite ($q_i$ şi $q_r$) trebuie proiectate egale ($t_1 = t_2$).

Bieful 4, care urmează a intra în funcţiune cu debitul iniţial, se va alimenta din momentul când se va închide stăvilarul $S_4$ şi se va ridica complet stăvilarul $S_3$.

Calculul hidraulic al acestui canal trebuie elaborat în regim neuniform cu masă variabilă, stabilind corect cota de pozare a tuburilor de alimentare a brazdelor.

2/ – pentru cazul ($2^x$) udării pe brazde a terenurilor cu pante reduse, soluţia de amenajare (a terenului) şi de distribuţie a apei poate fi de tipul celei prezentate în figurile 34.16 şi 34.17 (după H. Rebour şi M. Deloye), care de fapt nu diferă prea mult de soluţiile folosite în prezent în ţară, cu distribuţia apei prin tuburi EUBA şi din cauciuc butii.

În figura 34.16 se vede dispoziţia canalelor şi vanelor pentru udarea prin brazde.

Debitul şi regimul de funcţionare al canalului de distribuţie se realizează prin vanele A, B, C.

În D, E, F vanele permit reglarea nivelului apei în canalele de udare secundare H, I, J, iar prin tuburile K se asigură alimentarea individuală a brazdelor.

Reglarea în timpul irigării se realizează numai prin vanele D, E, F, se pot totuşi folosi şi tuburi (K), cu debit reglabil.

Mecanizarea muncilor grele se realizează fără afectarea canalului de distribuţie echipat cu vanele D, E, F; canalele secundare (cs) pot fi refăcute cu uşurinţă după fiecare serie de lucrări.

Tot pentru cazul 2", soluţia prezentată în fig. 34.16 permite evitarea demolării canalelor în terasament.

Irigarea brazdelor realizându-se prin tuburi cu orificii (gen EUBA), demontarea şi remontarea acestor tuburi făcându-se cu uşurinţă, nu apar impedimente în calea lucrărilor agricole mecanizat, (fig. 34.17).

Calculul debitelor sifoanelor şi tuburilor se poate face prin nomograme (fig. 34.18).

**Tabelul 34.1.** Debit teoretic al sifoanelor, în $m^3$/oră

| Diferenţă de nivel (în cm) | Diametrul sifonului, în mm | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 5 | 9 | 14 | 20 | 26 | 32 | 35 | 50 |
| 100 | 0,31 | 1,00 | 2,40 | 4,90 | 8,28 | 12,50 | 15,0 | 30,7 |
| 50 | 0,22 | 0,09 | 1,70 | 3,48 | 5,85 | 8,75 | 10,6 | 21,7 |
| 25 | 0,15 | 0,49 | 1,20 | 2,46 | 4,14 | 6,28 | 7,5 | 15,3 |
| 20 | 0,14 | 0,47 | 1,13 | 2,32 | 3,90 | 5,92 | 7,0 | 14,3 |
| 15 | 0,12 | 0,38 | 0,93 | 1,90 | 3,20 | 4,84 | 5,8 | 11.8 |
| 10 | 0,09 | 0,31 | 0,75 | 1,56 | 2,61 | 3,96 | 4,6 | 9,4 |
| 5 | 0,07 | 0,22 | 0,54 | 1,10 | 1,85 | 2,80 | 3,3 | 6,7 |

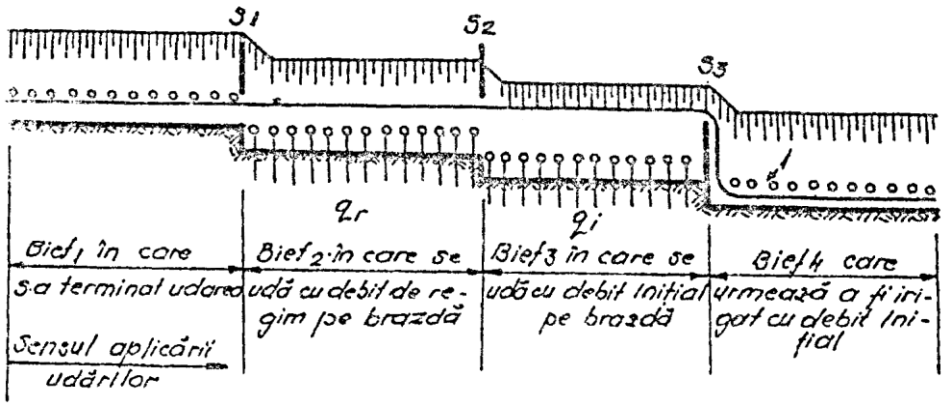



**Fig. 34.15.** Udarea pe brazde cu tuburi pe canal sectorizat: $S_1$, $S_2$, $S_3$ – stăvilare de cauciuc pânzat; 1 – tuburi.

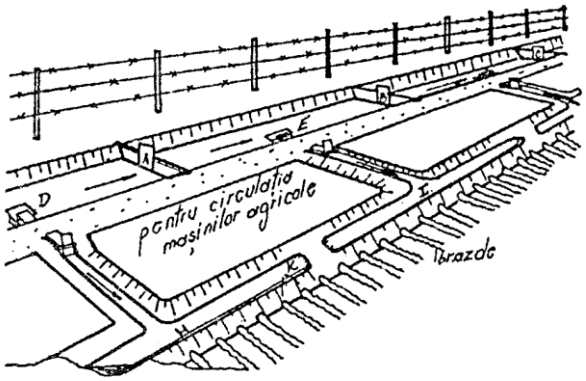



**Fig. 34.16.** Dispoziţia canalelor şi brazdelor pentru udarea pe brazde.

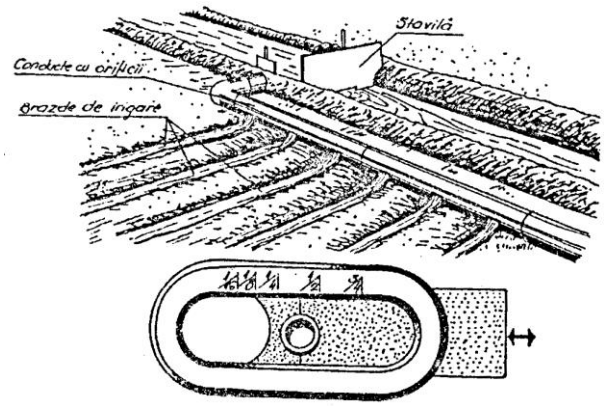



**Fig. 34.17.** Irigaţii pe brazde cu ajutorul conductelor cu orificii şi vanete reglabile.

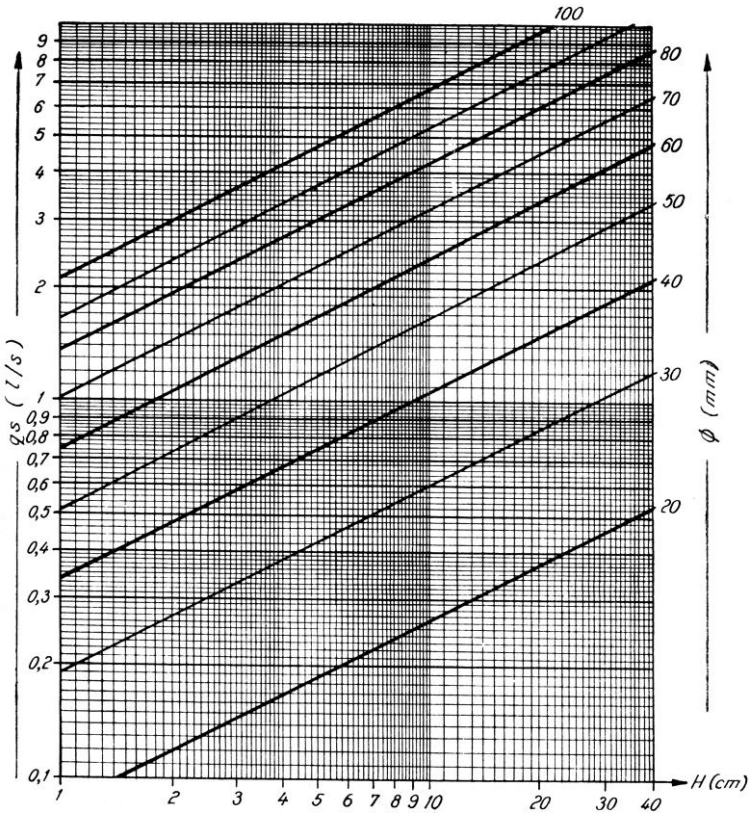



**Fig. 34.18.** Nomograma de calcul a debitului sifoanelor şi tuburilor de udare pe brazde.

3°. **Irigaţia localizată – prin picurare şi rampe perforate** – tehnică adaptabilă şi chiar specifică terenurilor parcelate, cu plantaţii (pomi şi vie) şi în pantă este prezentată în cap. 1, vol. I „Raţionalizări în Irigaţii şi Drenaje” Edit. Ceres, 1990 (V. Blidaru, V. Dobre).

Capitolul 35

# DISPECERIZAREA ÎN SISTEM INFORMATIZAT PENTRU DISTRIBUŢIA APEI LA NIVELUL PLOTULUI DE IRIGAŢII*. CENTRU INFORMAŢIONAL

## 35.1. POSIBILITĂŢI ÎN DEZVOLTAREA ACTUALĂ A INFORMATIZĂRII EXPLOATĂRII SISTEMELOR DE IRIGAŢII

1° *Probleme de ansamblu*

Informatizarea în sistemele de irigaţii presupune un complex de activităţi cu specific informatic, referitoare la culegerea, stocarea, transmisia şi prelucrarea informaţiilor. (D-tru Burlacu, Referat teza doctorat şi V. Blidaru „Sisteme de Irigaţii şi Drenaje" 1976).

Produsul final al activităţii de informatizare este sistemul informatic: în funcţie de obiectivele pe care acesta le realizează se pot distinge o serie de clasificări, pentru care:

1. *Sisteme informatice de proces* – cuprind ansamblul echipamentelor şi programelor calculator cu rol de dispecerizare în sistemul de irigaţii;

2. *Sisteme informatice operative* – conţin ansamblul echipamentelor şi aplicaţiilor (programe calculator) cu rol de ajutor în conducerea operativă (asistare şi automatizare a deciziilor) în cadrul sistemului de irigaţii (de exemplu aplicaţiile pentru pilotarea udărilor, pentru calculul evapotranspiraţiei etc.);

3. *Sisteme informatice de gestiune* – conţin ansamblul echipamentelor şi aplicaţiilor utilizate în scop de gestiune financiar contabilă a amenajărilor (de irigaţii ş.a.).

Problema dispecerizării în sistemele de irigaţii (şi desecări) trebuie reconsiderată, având în vedere o serie de factori:

– structura actuală de proprietate, cu cerinţele specifice economiei de piaţă;

– prezenţa (şi dezvoltarea) pe piaţă a noilor aparate, echipamente şi tehnologii electronice şi informatice care vin să completeze şi chiar să înlocuiască gama veche de dispozitive şi aparate depăşite tehnic şi moral;

– necesitatea gestionării eficiente a mijloacelor şi resurselor (apă, energie, materiale) de care se dispune;

– existenţa unui eşalon de tineri ce vor activa în agricultură, cu pregătire bazată pe tehnica modernă (calculatoare, informatizare etc.);

– exigenţa beneficiarilor (fermierilor, asociaţiilor etc.) de a dispune de apă la „cerere", în anumite limite, centru irigaţii, ca şi pentru alte cerinţe gospodăreşti (în cazul integrării gospodăriilor în perimetrul irigat) etc.

Monitorizarea parametrilor funcţionali, cu prioritate debitmetria, apometria, dinamica nivelului freatic şi a concentraţiei sărurilor, bilanţul apei în sol, condiţiile agrometeorologice etc. – devine, în noile condiţii, o cerinţă prioritară în exploatarea amenajărilor de irigaţii (şi drenaje), la nivelul plotului de irigaţii, în primul rând.

2° *Schema funcţională a procesului de informatizare*

Orice sistem complex, pentru informatizare, implică descompunerea în subsisteme componente, conexe funcţional şi informaţional.

În cazul amenajărilor pentru irigaţii se diferenţiază două categorii de factori cu implicaţii majore în dinamica sistemului:

– factorii (parametrii) structurali (tehnici, naturali, economici etc.);

– deciziile (comenzile) distribuite în sistem, cu privire la parametrii controlaţi şi procedeele de comandă şi control utilizate.

Schema bloc a elementelor componente, conexe informaţional se prezintă în fig. 35.1, în care:

OC – obiect condus;
SDA – sistem de dirijare a apei;
UC – unitate de control;
MP – măsură parametri;
ED – evaluare şi decizie;
IE – informaţii externe;
CD – criterii de decizie.

Această abordare (fig. 35.1) are caracter general, semnificaţia elementelor componente caracterizându-se în funcţie de nivelul de referinţă. Aceasta permite evidenţierea fluxurilor de activităţi, materiale, energie, informaţii etc., cu implicaţii asupra componentelor procesului informaţional-decizional.

Astfel:

* Tezele de doctorat – referate: ing. D-tru Burlacu, ing. Tudor Viorel Blidaru, ing. V. Berbeci (Universitatea Tehnică, Iaşi, 1996-1997).

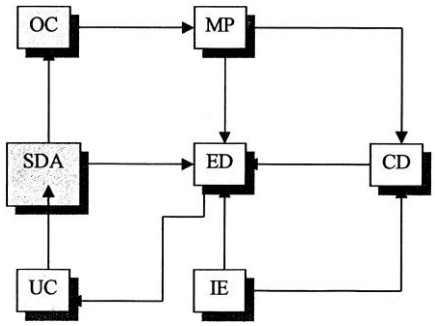



**Fig. 35.1.** Interconectarea informaţională a elementelor structurale şi decizionale.

1/. *La nivelul schemei hidrotehnice a amenajării de irigaţii:*

OC – semnifică centru de priză (gravitaţional sau prin pompare, cu staţii de pompare, vane, stăvilare, etc.);

SDA – reţeaua de aducţiune şi distribuţie (canale, conducte, instalaţii, echipamente etc.);

UC – operator;

MP – parametrii funcţionali (debite, nivele, presiuni, volume pompate, etc.), respectiv ansamblul aparatelor şi metodelor utilizate în scopul determinării acestora;

ED – evaluarea situaţiei şi decizia de aplicare a programelor de funcţionare ale componentelor schemei hidrotehnice (staţii, etc.);

IE – informaţii (interne sau externe schemei hidrotehnice), de genul: necesarul de apă al culturilor, grafice de udare, respectiv disponibilul de resurse, starea echipamentelor etc.;

CD – criteriul economic: organizarea activităţilor în interiorul amenajărilor, evaluări asupra eficienţei, oportunităţii, riscurilor, alte criterii.

2/. *La nivelul suprafeţei de irigat:*

OC – semnifică suprafaţa irigată (plot, tarla, parcelă);

SDA – tehnica de irigare / udare (aspersiune, brazde, bivalentă, localizată etc.);

UC – operatorul ce controlează volumele (de apă) distribuite la nivelul suprafeţei irigate (vană, bornă, hidrant etc.);

MP – parametrii ce se monitorizează (umiditatea solului, evaporaţia, concentraţia sucului celular, temperatura, etc., respectiv ansamblul aparatelor şi metodelor utilizate în acest scop).

În funcţie de o serie de factori socio-economice dominanţi în amenajarea de irigaţii, se disting mai multe nivele tehnologice din punct de vedere al implementării schemei bloc din fig. 35.1

1. În *cazul predominanţei operaţiilor manuale* majoritatea activităţilor din sistemul de irigaţii se execută de către personalul de deservire, astfel:

– MP (blocul de „măsură parametri") este preluat funcţional de către personalul de exploatare din teren, care constată vizual stare culturilor, prelevează probe de sol pentru determinarea umidităţii, măsoară nivelul freatic etc.;

– ED („evaluarea şi decizia") revine factorului uman care, în funcţie de informaţiile deţinute şi pe baza unor calcule estimative, hotărăşte aplicarea udării;

– UC (funcţiile „unităţii de control") revine operatorului uman care se deplasează în câmp, deschide sau închide vanele, stăvilarele etc.;

– SDA (distribuţia apei în câmp) se face de către udători prin diverse mijloace (cu sapa pe brazde, cu sifoane şi furtune, cu conducte şi aripi de aspersiune mutate manual etc.);

2. *În cazul sistemului automat,* cu un grad mai mic sau mai mare de automatizare, operatorul uman intervine predominant în probleme de conducere, control şi întreţinere a echipamentelor de automatizare. Fazele corespunzătoare sunt următoarele:

– Printr-o reţea de aparate instalate în teren (umidimetre, tensiometre, evaporimetre, limnimetre, staţii meteo etc.) se culeg direct parametrii specifici necesari procesului de irigare;

– Blocul de „măsură parametri" (MP) are rolul de a furniza, înregistra şi transmite datele culese către blocul de „evaluare şi decizie" (ED);

– în cadrul blocului de „evaluare şi decizie" (ED), în sistemul automatizat, se realizează evidenţa situaţiei operative cu ajutorul panoului sinoptic şi urmărirea unor parametri specifici cu ajutorul panoului de control; acest bloc poate să conţină şi echipamente de calcul cu funcţiuni de telemecanică sau lucrând în regim off-line;

– „Unitatea de control" (UC) automatizată conţine echipamente pentru realizarea funcţiunilor de dispecerizare (telemăsură, teletransmisie, telesemnalizare, telecontrol, telecomandă);

– „Sistemul de dirijare a apei" (SDA) poate fi automatizat în diverse grade (de exemplu „echipamente de irigare mobile telecomandate sau rampe de udare cu aspersoare anforsabile cu operare telecomandate, etc.).

3. *În sistem informatizat,* rolul factorului uman revine la utilizarea tehnicii de calcul din dotare precum şi la operaţii de revizii, reparaţii şi întreţinere aferente centrelor de priză, staţiilor de pompare, reţelelor de transport şi distribuţie a apei, echipamentelor de control şi protecţie etc.

În sistem informatizat se preiau şi se dezvoltă funcţiunile sistemului automatizat prin utilizarea complexă a tehnicii de calcul.

– Unitatea MP „măsură parametri", cu acelaşi rol ca în situaţia anterioară, dar crescând substanţial posibilităţile de prelucrare locală, stocare şi teletransmisie

a datelor;

– Blocul ED „evaluare şi decizie" poate prelua informaţia utilă (parametrii măsuraţi) în regim de lucru on-line, prin dotarea calculatorului cu o interfaţă specifică pentru achiziţii de date, fie prin atribuirea acestei funcţiuni – de achiziţie şi prelucrare de date – de către un echipament specific de tip calculator de proces. Elaborarea deciziei se poate face automat, în timp real, pe baza unor programe calculator adecvate;

– Funcţia UC „unităţii de control" poate fi preluată de către interfaţa specializată sau de calculatorul de proces. Aceasta dispune de o magistrală bidirecţională de telecomunicaţii care are rolul: de a prelua datele de la senzorii de măsură, de a transmite comenzile către servosistemele de execuţie şi de a controla efectuarea sarcinilor planificate. Schema sinoptică şi alte diagrame funcţionale se pot prezenta pe ecranul monitorului de control al postului dispecer.

*Dispecerizarea în sistem informatizat se poate realiza prin două soluţii:*

– *Dispecerizarea centralizată,* în cadrul căreia toate punctele de măsură, control şi execuţie, precum şi eventualele prelucrări de date locale sunt interconectate şi subordonate unui post dispecer central (P.D.C.).

– *Dispecerizarea distribuită,* în cadrul căreia se adoptă soluţii de automatizare locală (P.D.L.), postul central nefiind conectat (off-line) cu punctele de măsură, control sau execuţie.

O variantă intermediară, optimizată, arc în vedere realizarea unei dispecerizări în cadrul căreia se realizează o echilibrare între funcţiunile implementate la nivel local şi cele centralizate.

Schema bloc funcţională pentru monitorizarea computerizată şi control este prezentată în fig. 35.2, cu următoarele notaţii:

AP – automat programabil, pentru conducerea de proces în cadrul staţiei de pompare şi punere sub presiune a plotului luat în studiu (ex. Plotul 71 Gh. Doja din Sistemul de irigaţii Ialomiţa-Călmăţui (v. fig. 35.9); deci SPP 71.

PC – calculatoare de tip PC compatibile IBM, amplasate în cadrul centrului de priză SPA (Post Dispecer) şi respectiv la Sediul Sistemului de irigaţii (Centru Dispecer Local);

IP, IC – interfaţă de proces (modul de achiziţie de date), respectiv interfaţă de comunicaţie aferentă echipamentului de calcul;

BD – baza de date, la nivelul centrului de priză (SPA), respectiv la Centrul Dispecer Local al sistemului.

Baza de date la nivelul Sistemului de irigaţii (de ex. Ialomiţa – Călmăţui) va conţine informaţiile necesare funcţionării schemei hidrotehnice precum şi cele referitoare la planificarea operaţiilor pentru aplicarea udărilor, operaţii de întreţinere, revizii şi reparaţii ale echipamentelor de pompare şi ale componentelor reţelei de aducţiune-transport şi distribuţiei a apei.

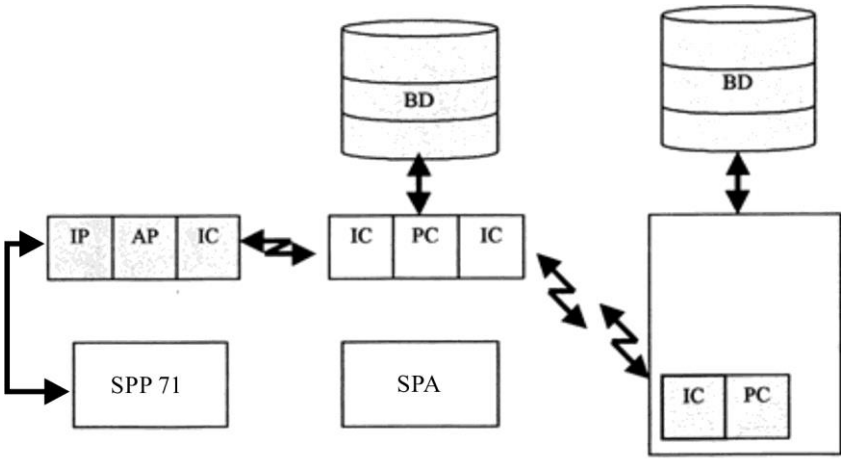



**Fig. 35.2.** Schema bloc funcţională pentru monitorizare computerizată şi control

## 35.2. TIPURI DE PLOTURI (EXEMPLE), DUPĂ STRUCTURA DE PROPRIETATE ŞI SISTEMATIZARE HIDRAULICO-AGRARĂ. PLOT ECONOMIC DE IRIGAŢII[1]

1. *Forma şi structura plotului*

În adaptarea amenajărilor de irigaţii la noile condiţii ale agriculturii private cu economie de piaţă, Sectorul de îmbunătăţiri Funciare al ţării noastre va fi confruntat cu probleme majore, în retehnologizarea marilor sisteme de irigaţii. Acestea sunt realizate în structuri compacte, cu ploturi foarte mari, cu suprafeţe de 1000-2000 ha şi chiar mai mult; cu distribuţia apei prin „rotaţie" (şi numai în scop de irigaţii), prin antene ce au o distribuţie uniformă (ex. fig. 35.3, tip plot Mostiştea). Acestea au fost realizate până în 1988, pentru agricultura mare (de stat şi cooperatistă).

În agricultura privată fermierul (şi chiar asociaţia de fermieri) doreşte să aibă acces la apă într-un sistem mai elastic, de tip la „cerere", pe cât posibil.

Într-o asemenea situaţie se găseşte (1997) Sistemul de Irigaţii Cazasu, cu $S$ = 20.000 ha (Sucursala RAIF Brăila), unde fermierii (majoritatea grădinari) solicită apa în regim de distribuţie la „cerere".

[1] Teză de doctorat D. State, 1997.

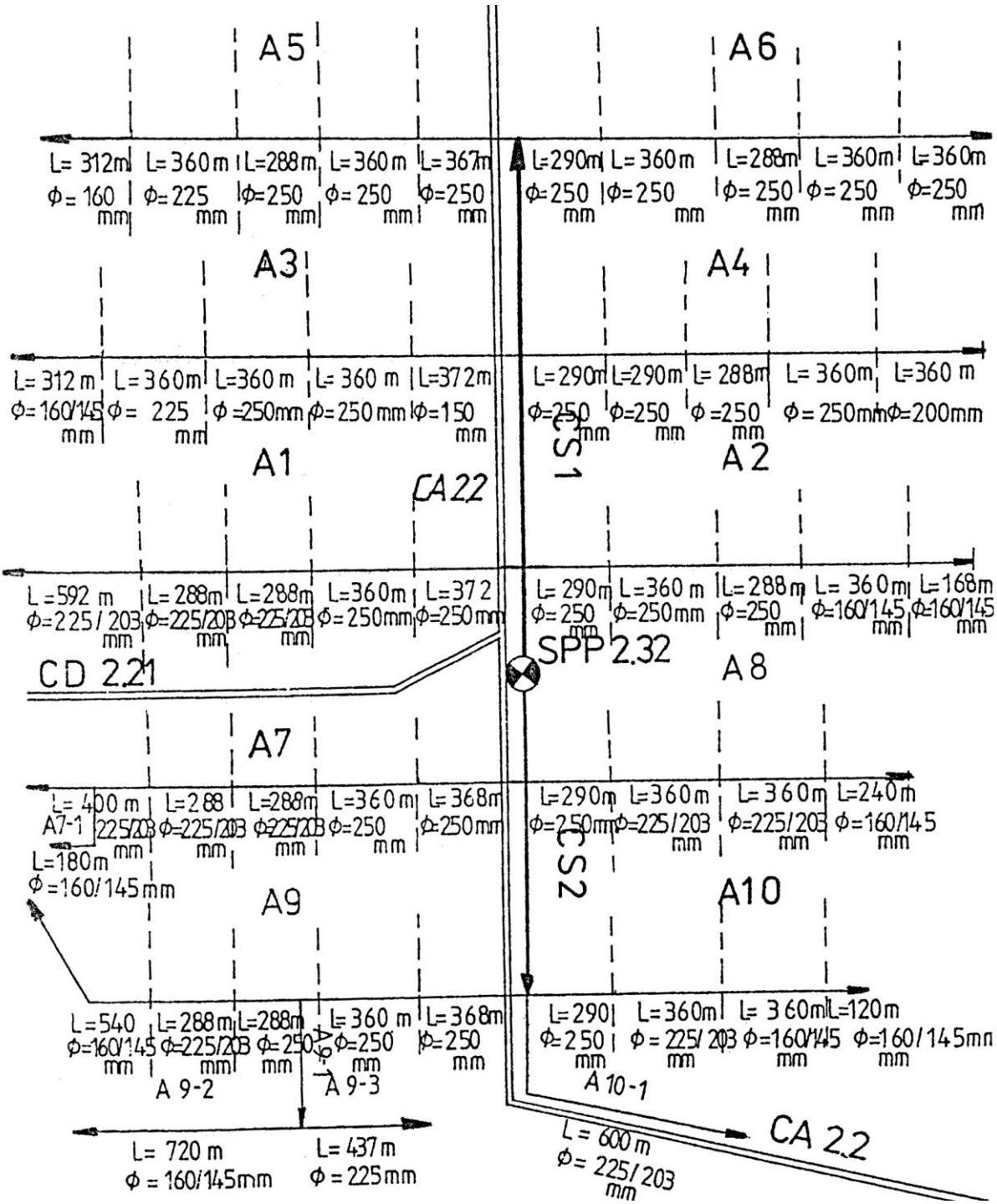



**Fig. 35.3.** Tip de plot din sistemul de irigaţii MOSTIŞTEA – etapa 2 – $S$ = 121.000 ha.
Schema ramificată: SPP 2.32 – $S$ = 1378 ha, $Q$ = 955 l/sec, $H_p$ = 74,0 m, pondere – 78%.

Structura ploturilor, cu suprafeţe mari (1000-2000 ha), cu o schemă hidrotehnică ce prezintă dificultăţi în distribuirea şi contorizarea apei, reclamă o retehnologizare de mari proporţii, cu eforturi tehnice şi financiare deosebite. Ploturile trebuie restructurate şi aduse la suprafeţe „economice” şi cu prize de apă la îndemâna fermierului (asociaţilor etc.).

Problema care se ridică, şi care va fi asemănătoare pentru majoritatea sistemelor mari de irigaţii din ţară, este legată de tipul de plot ce se urmăreşte. Desigur că acesta trebuie să fie „economic”, cu posibilităţi de distribuirea apei la „cerere”, pe cât posibil, şi în cadrul unor costuri rezonabile atât pentru retehnologizare, cât şi pentru exploatare.

Exploatarea, în aceste condiţii, va implica dispecerizarea în sistem informatizat.

Tipul de plot *economic* se defineşte printr-o serie de criterii, primele două (orientativ) fiind: *forma* şi

*mărimea.* De cele mai multe ori forma poate să fie şi impusă, ca de exemplu în situaţiile rezultate prin aplicarea legii Fondului Funciar (nr. 18/1991), putându-se diferenţia, faţă de reţeaua existentă de conducte subterane (antenele) mai multe situaţii:

1* cu amplasarea utilizatorilor (fermierilor) de o parte şi de alta a unei antene (fig. 35.4.);

2*. cu distribuţia parcelelor (fermierilor) între antene, ca urmare a vechilor amplasamente (fig. 35.5).

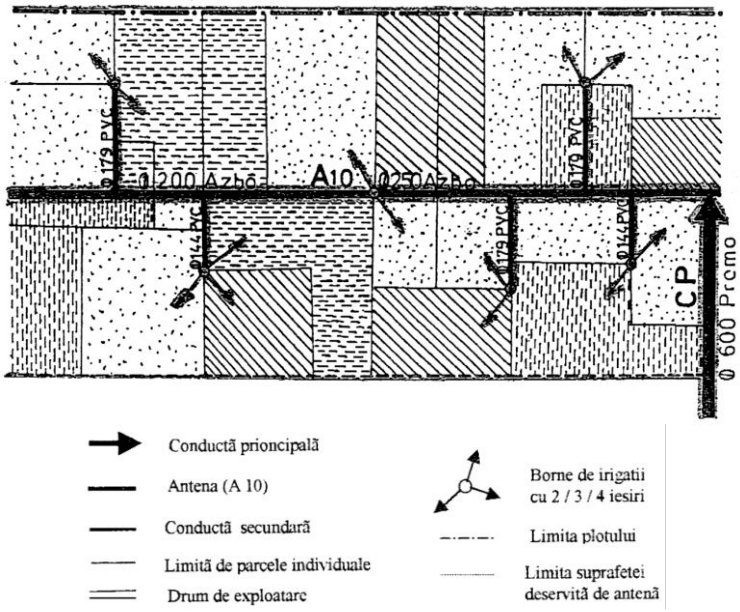



**Fig. 35.4.** Tip de reţea de distribuţie sub presiune pentru agricultura privată cu cerinţe de apă complexe şi în tot timpul anului şi cu distribuţia la cerere, cu amplasarea utilizatorilor de o parte şi de alta a unei antene (de ex. A10)

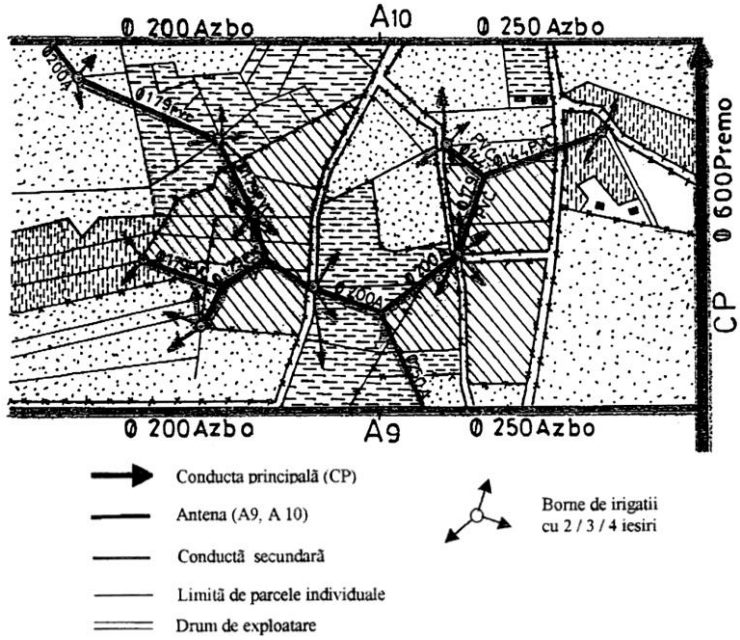



**Fig. 35.5.** Tip de reţea de distribuţie sub presiune pentru agricultura privată, cu cerinţe de apă complexe şi în tot timpul anului şi cu distribuţia la „cerere”, cu fermieri privaţi amplasaţi între antene.

În acest caz asigurarea apei la parcelele fermierilor se va putea face suplimentând reţeaua de irigare (conducte sub presiune) între antene. Prizele de apă, de data aceasta nu vor mai fi hidranţii, ci bornele de irigare, prin a căror reglare se poate asigura debitul şi presiunea necesară fiecărui utilizator. Aceasta înseamnă că reţeaua (antenele existente + noua reţea dintre antene) se va găsi sub presiune în permanenţă, similar reţelei de alimentare cu apă.

Situaţia va fi similară şi noilor amenajări de irigaţii ce se vor extinde în zone cu relief neregulat şi cu o repartiţie neuniformă a fermelor.

3*. Un caz aparte îl poate constitui, în acţiunea de „dezvoltare rurală”, problema integrării satului, d.p.v. al sursei de apă, în funcţionalitatea sistemului de irigaţii. Acesta va trebui dimensionat şi echipat pentru distribuirea apei la „cerere”, tot anul şi pentru cerinţe complexe (irigaţii, alimentarea cu apă, tratamente anticriptogamice, îngrăşăminte, protecţie antigel, protecţia mediului etc.).

În fig. 35.6 se schiţează un asemenea exemplu.

Într-un asemenea caz, cu largi posibilităţi de promovare în viitoarea acţiune integrată de retehnologizare a sistemelor de irigaţii şi dezvoltare rurală (a satelor limitrofe), reţeaua de aducţiune şi distribuţie trebuie să poată asigura apa la „cerere” raţional stabilită. În acest caz schema hidrotehnică trebuie să se găsească sub sarcină (debit, presiune). Sarcina 4-5 bari se poate asigura în diverse soluţii:

– gravitaţional, când sursa de apă este situată la o cotă dominantă (gen acumulări colinare, canale de derivaţie interbazinale etc.).

– prin ridicare mecanică – pompare – direct în reţea (cu hidrofor şi pompe cu turaţie variabilă, la nivelul antenei).

– prin pompare, cu rezervoare de echilibru (subterane, supraterane sau turn-castel de apă), în funcţie de altimetria terenului.

Se precizează că soluţia cu rezervor de echilibru redevine fezabilă în cazul deservirii unui grup mare de fermieri (asociaţii etc.), care să implice o suprafaţă de 2000-6000 ha irigabile, sau prezenţa şi a altor obiective importante (agro-industriale, centre populate etc.).

Prin aceste variante se va urmări ca apa să ajungă la borna de irigaţie cu o presiune de circa 4 bari, urmând ca în aval (de bornă) utilizatorul să-şi regleze debitul şi presiunea necesară folosinţelor (tehnici de irigat, treburi gospodăreşti etc.). Prin contorul bornei de irigaţie se va înregistra cu precizie consumul de apă, fără a fi prejudiciată nici una din părţi (fermierul, respectiv administratorul sistemului-reţelei de apă).

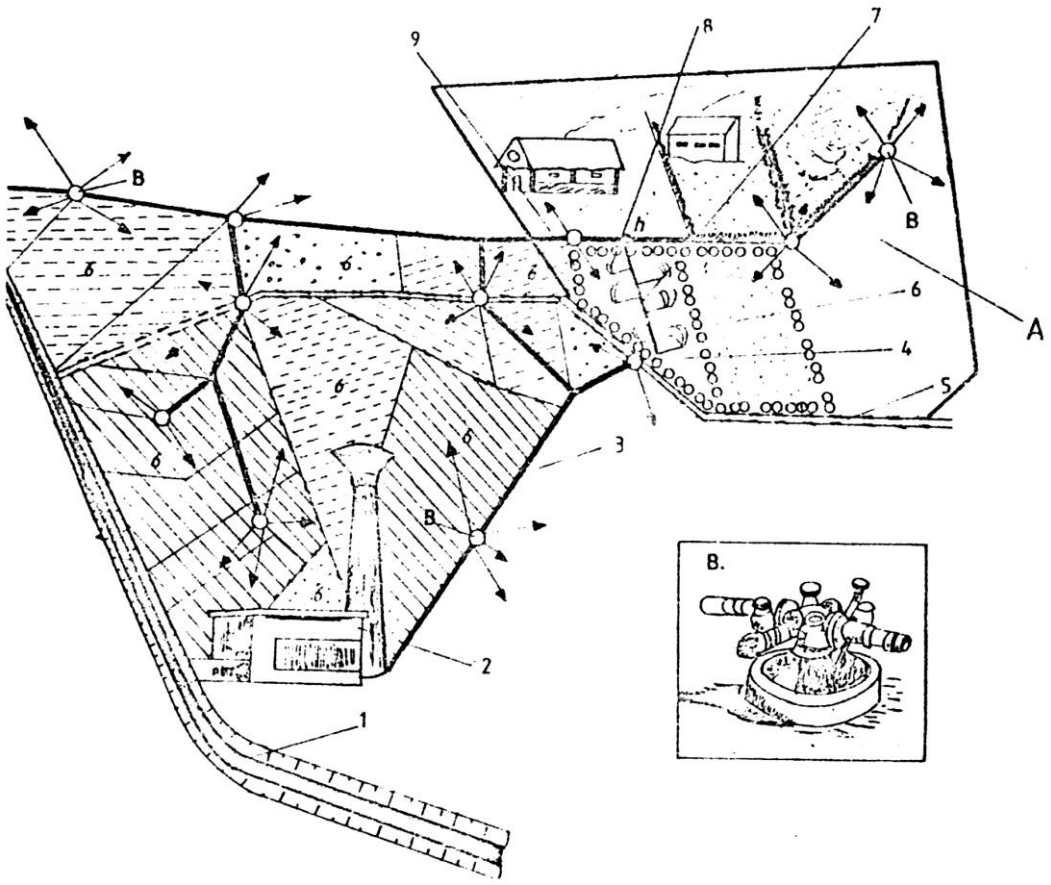



Fig. 35.6 Schema unei soluţii de adaptare a ploturilor de irigare la condiţiile economiei de piaţă în agricultură: 1. – Canal de alimentare; 2. – Staţia de punere sub presiune cu rezervor de echilibru; 3. – Conductă sub presiune; 4. – Borna de irigaţie cu două prize; 5. – Limita unui grup de parcele; 6. – Parcela de irigat; 7 – Aripa de aspersiune mobilă; 8 – Aspersor mobil; 9. – Perdea de protecţie; h – Hidrant; A – Gospodăria familială; B – Borna de irigaţie cu 4 prize.

4*. Cu menţinerea actualelor ploturi, în cazul unor ferme mari (holdinguri, staţiuni experimentale, asociaţii de fermieri bine organizate, I.A.S.-uri irigate) asemănătoare celei din fig. 35.3, dar cu intervenţii pentru creşterea eficienţei acestora.

Cele mai de seamă intervenţii privesc echipamentele de irigare (pentru toate tehnicile) de mari performanţe (în consum de energie, apă şi forţă de muncă), precum şi amendări în distribuţia apei. În acest caz sunt necesare: verificările, în nodurile de distribuţie a debitelor şi presiunilor disponibile, precum şi intervenţii la echipamentele de pompare (pentru creşterea randamentelor) inclusiv adoptări de echipamente moderne (pompe cu turaţie variabilă), borne de irigaţie, eventual regulatoare de presiuni şi debite (hidrofoare, castele etc.).

Desigur că în majoritatea cazurilor (tipuri de ploturi: 1*, 2*, 3*, 4*), pentru viitoarea etapă a retehnologizării vor avea prioritate variantele 4* şi 1*; dar şi în acest caz vor fi necesare intervenţii gen S.I. Terasa Brăilei Nord, respectiv adaptarea unui tip de plot „economic”.

Plotul „economic”, precum şi cel cu distribuţia apei la „cerere”, vor constitui probleme de aprofundat pentru sectorul de irigaţii al ţării noastre.

Printr-o serie de lucrări ştiinţifice (teze de doctorat în special) s-a luat în analiză această problemă (En. Sârbu, D. State şi colectivul mixt: Inst. Politehnic Iaşi şi ISPIF Buc. conf. A. Pricop, prof. St. Popescu şi ing. Irina State).

*

Această succintă trecere în revistă a diverselor *forme* şi condiţii de scheme hidrotehnice de plot, fiind elucidate în continuare se caută răspuns la a doua problemă pusă pentru realizarea plotului economic: *mărimea* plotului, care trebuie să fie *optimă.*

4°. *Criteriile de optimizare a mărimii (suprafeţei) plotului*

Criteriul de optimizare este *minimizarea cheltuielilor* totale anuale: în reţeaua de conducte (C) şi în costul anual al energiei consumate (*Ce*):

$$C = \frac{r_c}{L_1 L_2}\left(C_3 n_3 + C_2 n_2 + C_1\right) + \frac{k}{S}\left(H_3 + H_2 + H_1\right) \tag{35.1}$$

în care:

$C_1$, $C_2$, $C_3$ – costurile câte unei conducte de respectiv ordinul 1, 2 sau 3 şi având lungimile ($L_1$-$L_3$);

$n_i$ ($n_1$, $n_2$, $n_3$) – numărul de conducte de ordinul $i$ (1, 2, 3) din plot;

$H_i$ – pierderea de sarcină pe conductele de ordin $i$;

$r_c$ – cota anuală de exploatare a reţelei;

$k$ – coeficient de cost al energiei,

$$C_e = kH = \frac{T_f \cdot Q \cdot H}{102 \cdot \eta} \cdot T_c \tag{35.2}$$

în care:

γ – greutatea specifică a apei;

η – randamentul pompării;

$T$ – durata anuală a pompării (2000-3000 ore/an);

$c$ – costul energiei (lei/kWh);

$Q$ – debitul reţelei;

$H$ – pierderea de sarcină medie pe reţea.

Variantele concrete alese, din multitudinea celor posibile, au drept criteriu de comparaţie indicatorul complex care reflectă eficienţa economică, în funcţie de investiţie şi cheltuielile de exploatare (inclusiv costul apei): $E = Isp + Csp$.

Modularea suprafeţelor de amenajat, după criteriile de mai sus, se prezintă în fig. 35.7. (Teză doctorat ing. Daniel State, 1997, Univ. Tehnică Iaşi).

Caracteristicile principale ale schemelor de amenajare rezultate ca optime pentru fiecare tip de suprafaţă se pot prezenta sintetic ca în fig. 35.8.

În vederea adaptării ploturilor de irigaţie cu reţea de distribuţie sub presiune de la irigaţia prin „rotaţie" la irigaţia la „cerere" pot apărea ca necesare modificări ale reţelei pentru asigurarea funcţionării la noi parametri impuşi. Este de dorit ca adaptarea reţelelor existente să fie realizată cu efort minim tehnic şi financiar, de unde rezultă necesitatea efectuării unor analize multicriteriale a acestei probleme. Pentru aceasta sunt necesare mijloace de analiză adecvate, printre care şi un model matematic, cu program aferent pe calculator, cu generalitate cât, mai largă, aplicările tuturor tipurilor de reţele de distribuţie, cu elemente existente şi elemente noi, proiectate.

Problema de dimensionare optimă a reţelei poate fi formulată astfel:

$$MF = \sum_{i=1}^{n_i} l_i \cdot C_1(D_i) + \sum_{i=1}^{n_r} \left[ C_2(H_i \cdot Q_{mi}) + C_3(E_i) \right] \tag{35.3}$$

în care:

$l_i$, $i = 1,..., n_t$ – lungimile tronsoanelor;

$Q_i$, $i = 1,..., n_i$ – debitele de consum la noduri;

$D_i$, $i = 1,..., n_t$ – diametrele necunoscute;

$H_i$, $i = 1,..., n_r$ – cotele piezometrice la nodurile rezervoare;

$C_1$ – funcţia de cost unitar a diametrelor;

$C_2$ – funcţia de cost pentru realizarea nodurilor rezervoare;

$C_3$ – funcţia de cost a energiei consumate la nodurile rezervoarelor.

În ceea ce priveşte algoritmul de minimizare se poate opta pentru folosirea metodei gradientului cu metrică variabilă.

Pentru rezolvarea sistemului de ecuaţii ce decurge (cu restricţii) din relaţia (35.3) se poate adopta metoda Newton-Raphson.

Pentru efectuarea calculelor în mod automat a fost întocmit (doct. A. Pricop) programul ADOR şi care în ultima perioadă (1996) a fost îmbunătăţit în limbaj CWBASIC, editat şi testat pe un calculator AT-386Dx40.

Printr-o colaborare largă (ISPIF Buc. cu Fac. De Hidrotehnică Iaşi), s-a elaborat (1995/96) model şi program de calculator pentru analiza şi dimensionarea optimă a reţelelor sub presiune.

Adaptarea amenajărilor interioare (ploturi) la condiţiile agriculturii private, inclusiv pentru dezvoltarea rurală care reclamă apa la „cerere" şi în tot timpul anului şi pentru folosinţe multiple agricole (tratamente anti-criptogamice, antigel etc.) şi gospodăreşti, impune intervenţii tehnice importante la reţelele şi construcţiile existente.

Ca soluţie de adaptare şi integrare a plotului irigat, cu dezvoltarea gospodărească (rurală), s-ar putea ajunge pentru folosirea în comun a aceleaşi reţele (priza, aducţiune, distractive) la o soluţie gen fig. 35.6.

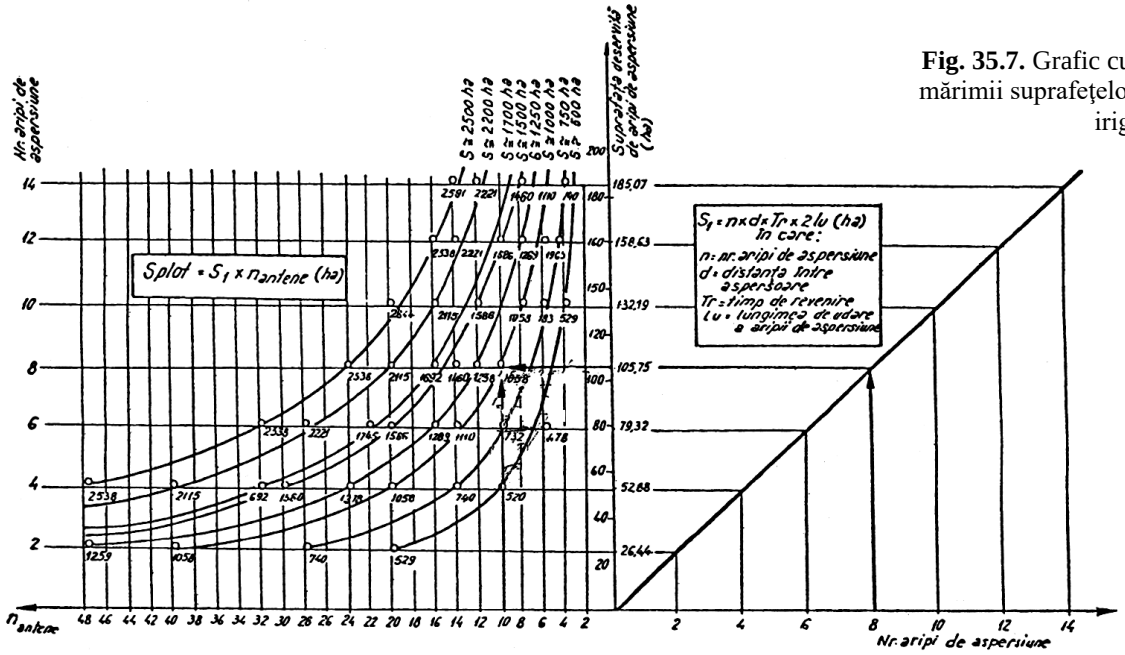



**Fig. 35.7.** Grafic cuprinzând modularea mărimii suprafeţelor de amenajat pentru irigaţii.

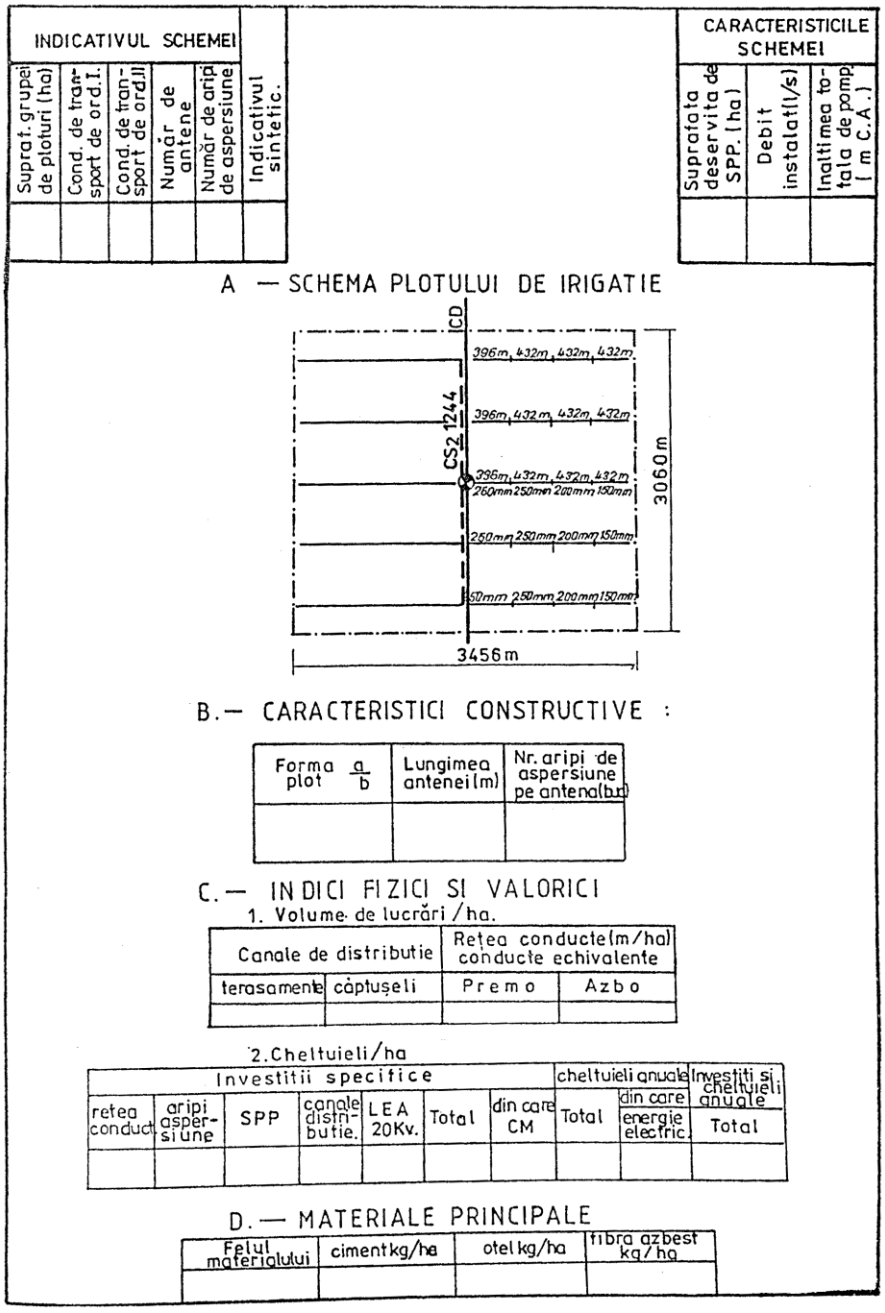



**Fig. 35.8.** Fişă sintetică plot de irigaţie selectat (exemplu).

## 35.3 CENTRU INFORMAŢIONAL AL PLOTULUI DE IRIGAŢII[1]

### 35.3.1. NECESITATEA CENTRULUI MONITORING ŞI DE AVERTIZARE. CENTRUL INFORMAŢIONAL

Fiind vorba în principal de asigurarea cererii de apă pentru culturile agricole, având ca prim indicator *plafonul de umiditate* al solului care trebuie cunoscut de fermierul ce aplică udarea, în cele ce urmează se va prezenta o soluţie în acest scop, dusă până la nivel de automatizare.

Desigur, prin tot ce s-a prezentat în capitolele anterioare a rezultat structura constructiv-funcţională a plotului care este capabil să asigure apa (debit şi presiune) în orice mod de distribuţie, la *cererea* fermierului. Această *cerere,* şi ca moment al declanşării, trebuie să-i fie sesizată fermierului (sau asociaţiei de fermieri) printr-un organism abilitat în acest sens, asemănător celui ce avertizează momentele când apare necesitatea aplicării stropirilor (ante-cripto-gamice, sau de alt gen) la viţă, pomi şi alte culturi.

[1] Teză de doctorat – ing. Tudor Viorel Blidaru (manuscris), 1997.

Un asemenea organism s-ar putea regăsi fie în filialele societăţilor de îmbunătăţiri funciare, fie în sindicate hidraulice sau ocoale agro-ameliorative special constituite, sau în alte tipuri de structuri specifice zonei şi etapei.

În acest scop, teritoriul irigabil ar trebui împânzit cu o reţea de sesizoare (exemplu traductoare de umiditate) conectate la un post dispecer local, unde datele pot fi prelucrate, cu emiterea de decizii – avertizări – pentru declanşarea udării.

Sigur că nu în toate parcelele (care pot fi sute în cazul loturilor de 0,2-5-10 ha) se vor instala aceste *sesizoare,* ci în cele reprezentative, stabilite pe planurile pedoameliorative (sau agroameliorative). Aceste sesizoare, cum s-a mai spus, vor fi conectate la centrul dispecer de informatizare, ce-şi poate avea sediul la staţia de pompare de punere sub presiune (exemplul SPP 71 Gh. Doja, fig. 35.9), prin care se asigură apa şi presiunea în tot plotul. În cazul soluţiei de reţea (antene) cu rezervor – castel de apă, presiunea (şi debitul) se vor menţine automat prin intermediul acestuia (soluţia poate fi şi cu pompe cu turaţie variabilă, cu hidrofor etc.).

În cazul prezenţei rezervorului – turnului (castelului) de apă – de echilibru întreaga reţea şi nodurile de distribuţie fiind pline cu apă – sub presiune normală (3-4 bari), rezultă că orice fermier poate lua apa necesară când doreşte, în limitele *cererii* optimizate. Întrucât, spre deosebire de reţeaua de apă potabilă sau de reţeaua electrică ce asigură *cerinţele* (apă sau energie) pe care locatarul le doreşte (le manifestă), reţeaua de irigaţie – chiar dacă îndeplineşte condiţiile de *cerere* (debit presiune), poate fi acţionată la cererea plantelor sau a plafonului de umiditate stabilite prin sesizorii din teren.

Deci, apare ca indispensabilă, în conceperea unui plot de irigaţii cu distribuţia apei la cerere, prezenţa sistemului informaţional.

Studiul întreprins în acest scop a condus spre structura ce se va prezenta în acest capitol (ing. Tudor Viorel Blidaru, teză doctorat manuscris, 1997).

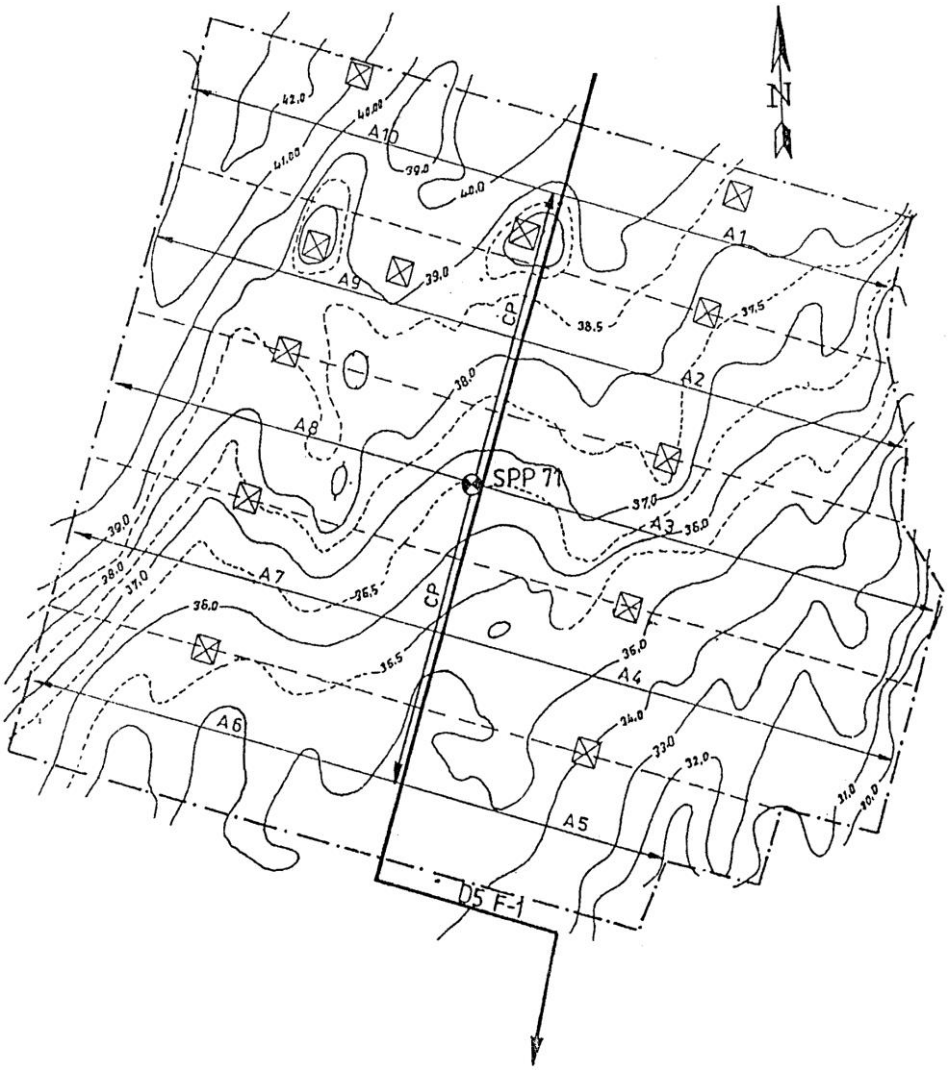



**Fig. 35.9.** Poziţionarea în teren a aparaturii pentru măsurarea umidităţii ☒ umidimetre şi a P.D.L. ⊖.

## 35.3.2. STRUCTURA CENTRULUI INFORMAŢIONAL AL PLOTULUI PILOT

Centrul informaţional (CI) aferent plotului are rolul de a culege, stoca şi prelucra informaţia necesară prognozei şi conducerii irigaţiei, respectiv de a asigura – prin mijloace informatice specifice – estimarea momentelor de timp şi a cantităţilor de apă necesare a se aplica în suprafeţele irigate aparţinătoare de plot.

În funcţie de înţelegerile (contractele) realizate între unitatea ce realizează gestiunea schemei hidrotehnice din plotul pilot şi beneficiarii resurselor de apă distribuite în cadrul acestui sistem, se pot adopta o serie de variante (strategii) de aplicare a udărilor, cum ar fi (fig. 35.10 a, b, c, d):

1° Udările se administrează în momentele în care rezerva de apă din sol atinge *plafonul minim,* adică atunci când deficitul devine egal cu rezerva uşor utilizabilă a solului (RUU), iar normele de udare sunt egale cu deficitul maxim (fig. 35.10 a).

Producţia agricolă poate atinge nivelul maxim. Se foloseşte în cazul amenajărilor cu distribuţia apei la *cerere* şi dacă se irigă culturi valoroase.

2° Udările se aplică atunci când rezerva de apă din sol atinge *plafonul minim,* dar normele de udare acoperă numai 70-80% din deficitul maxim.

O parte din capacitatea solului nefiind satisfăcută, se creează posibilitatea unei mai bune aerisiri a rădăcinilor – în cazul solurilor argiloase – şi o valorificare mai bună a precipitaţiilor care intervin după udări – în toate condiţiile de textură a solului. Se reduc astfel pierderile de apă prin percolaţie şi scurgere de suprafaţă (fig. 35.10 b).

3° Udările se aplică în momentele de timp în care rezerva de apă în sol atinge 20-30% din RUU, respectiv deficitul de apă este de 70-80% din cel maxim. Normele de udare sunt relativ mici şi frecvente, putându-se distribui prin sisteme de irigaţie localizată sau prin sisteme de aspersiune fixe automatizate (fig. 35.10 c).

4° Udările – cantitativ egale cu valoarea deficitului maxim – se aplică la intervale de timp prestabilite, mai mari în lunile cu consum de apă mai redus şi precipitaţii însemnate şi mai mici în lunile de consum intens (iulie-august) (fig. 35.10. d).

Oricare ar fi însă, metoda adoptată pentru aplicarea udărilor, este necesară informarea periodică şi corectă a factorilor responsabili de decizie asupra evoluţiei deficitului de umiditate, în fiecare din suprafeţele irigate aparţinând plotului.

În scopul realizării prognozei cu privire la necesităţile de apă ale culturilor din suprafeţele irigate, este necesară organizarea *colectării informaţiilor de intrare,* care constau din:

1. Informaţiile privitoare la starea şi evoluţia culturilor;

2. Informaţiile privitoare la valorile şi variaţiile elementelor climatice;

3. Informaţii privitoare Ia starea hidrică a solului.

Aceste informaţii – reprezentând fluxul datelor de intrare – sunt introduse în calculator, unde sunt prelucrate în conformitate cu modelul matematic şi programul de calcul al prognozei udărilor. Schema bloc a fluxului de informaţii pentru realizarea buletinelor informative pentru irigaţii este prezentată în fig. 35.11.

Structura modelului matematic al sistemului sol-plantă-atmosferă, pentru gestionarea resurselor de apă în suprafeţele irigate, după L. Mariani este prezentată schematic în fig. 35.12.

Prelucrările informaţionale efectuate la nivelul C I constau, în principal, în actualizarea şi estimarea (prognoza) componentelor bilanţului hidric pentru fiecare din suprafeţele irigate care sunt monitorizate la nivelul plotului. Aceasta revine la gestionarea

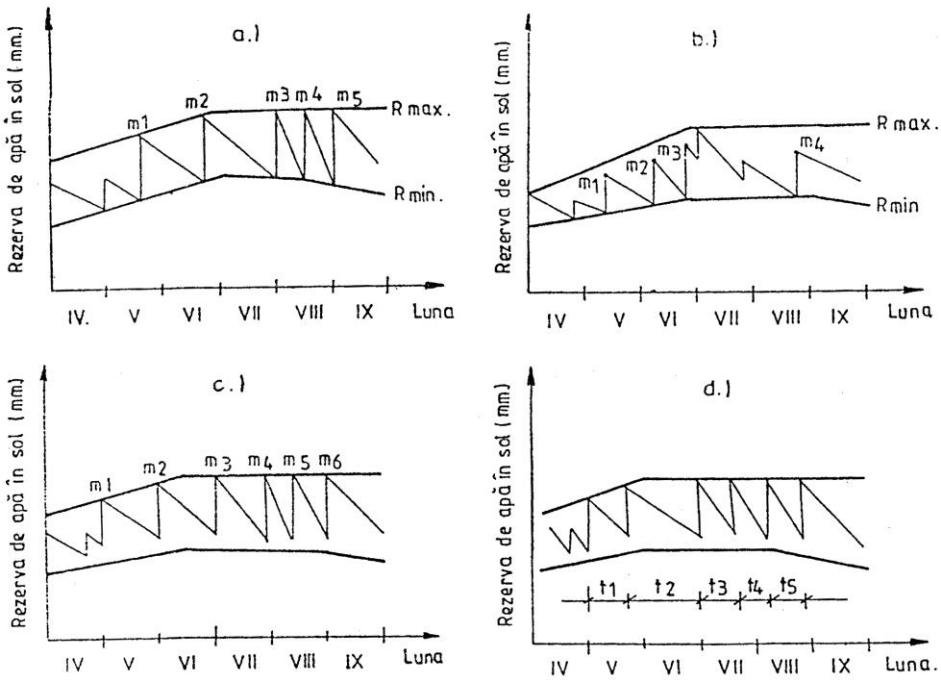



**Fig. 35.10.** Graficul determinării duratei dintre udări funcţie de rezerva uşor utilizabilă a solului (RUU).

unor fişiere (baze de date) care vor conţine următoarele informaţii:

– codurile bilanţurilor de referinţă pentru fiecare element de suprafaţă (careu);

– valoarea (zilnică) a precipitaţiilor, stabilită pe baza datelor provenite de la staţia meteo cea mai apropiată, interpolate cu ajutorul unui program de interpolare;

– temperaturi – obţinute de asemeni de la staţia meteo – valori interpolate;

– rezerva de apă uşor utilizabilă (RUU) actuală;

– rezerva de apă uşor utilizabilă maximă în stratul explorat de rădăcini;

– adâncimea radiculară;

– numărul de zile trecute de la răsărirea plantelor.

## 35.3.3. FUNCŢIUNILE CENTRULUI INFORMAŢIONAL

Din paragrafele anterioare se desprind următoarele funcţiuni – pe care Centrul Informaţional trebuie să le. realizeze – necesare monitoringului şi avertizării distribuţiei apei în plot, în scopul optimizării *cererii:*

1° *Colectarea (achiziţia) datelor* necesare actualizării şi prognozei bilanţului hidric în suprafeţele irigate aferente plotului.

Datele caracteristice elementelor de bilanţ hidric se clasifică, din punct de vedere informaţional, în două categorii:

a) *Date fixe*, ce reprezintă acele caracteristici care nu se modifică – sau a căror modificare este nesemnificativă – pe întreaga perioadă de vegetaţie. Aceste date sunt:

– caracteristicile solului, respectiv tipul (clasificarea pedologică), textura constantele hidrofizice;

– caracteristicile culturilor, respectiv coeficienţii culturali (Kc), indicele foliar etc. – pentru fiecare tip de cultură şi fază fenologică;

– alte caracteristici generale – pantă teren, coordonatele geografice, constante fizice etc.

b) *Date variabile*, respectiv parametrii meteoclimatici, rezerva momentană de apă în sol, evapotranspiraţia actuală, udări aplicate – mărimi se sunt legate prin relaţiile elementare – pentru fiecare unitate de suprafaţă irigată – de bilanţ hidric, reprezentând variabile de intrare în modelul matematic al sistemului sol – plantă – atmosferă.

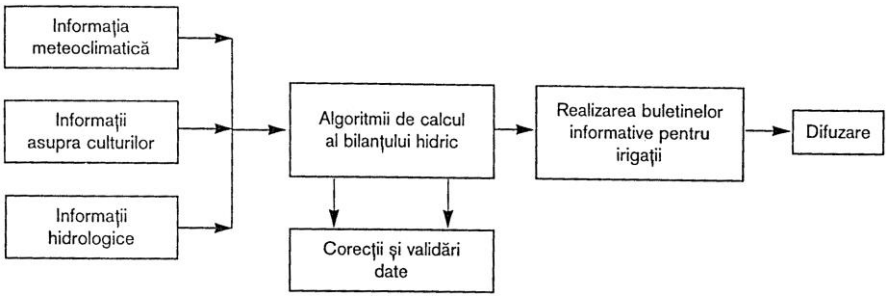



**Fig. 35.11.** Schema bloc a fluxului de informaţii.

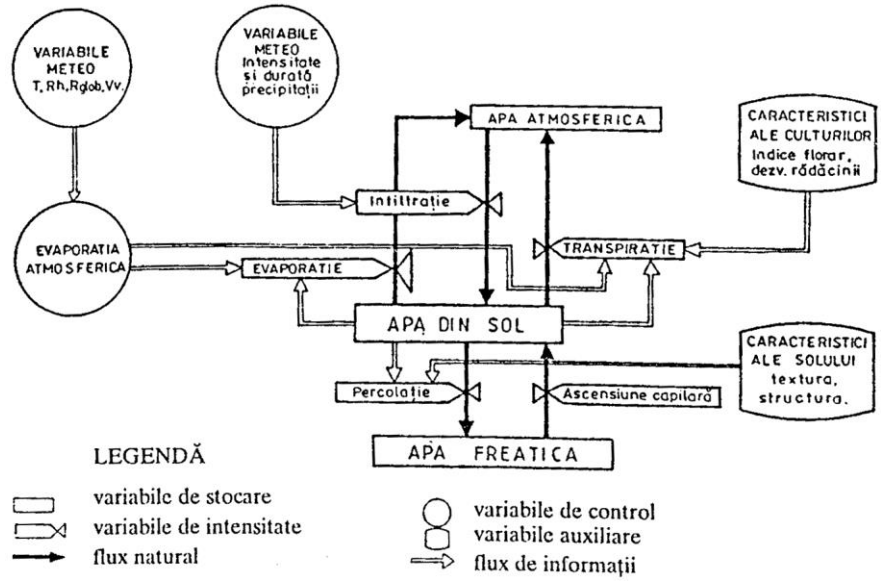



**Fig. 35.12.** Grafic de eşalonare a lucrării.

Datele fixe reprezintă, în cadrul programului de calcul pentru prognoza şi gestiunea udărilor, constante, iar datele variabile – mărimi (valori) de intrare, care intră în structura ecuaţiilor ce definesc starea şi dinamica sistemului urmărit.

2° *Prelucrarea datelor*

Presupunem realizarea unui ciclu culegere – analiză (evaluare) – decizie, în mod periodic sau/şi ori de câte ori este necesar prin utilizarea instrumentelor software (programe) şi hardware (echipamente) specifice Centrului informaţional.

Dacă operaţiunea de culegere a datelor presupune un anumit ritm (frecvenţă) de sosirea acestora, precum şi anumiţi parametrii calitativi (acurateţe, precizie etc.), activitatea de prelucrare a informaţiei – necesită existenţa unor algoritmi, implementaţi în cadrul programelor calculator aplicative, în baza cărora să se obţină, în timp util, informaţia necesară pentru elaborarea în mod optimal a deciziei de aplicare a udărilor. Prin această activitate se asigură stabilirea momentelor (zilelor) de udare şi mărimea normelor, în concordanţă cu nevoile plantelor.

În afară de nevoile plantelor, deciziile de aplicare a udărilor pot include şi alţi factori, cum sunt: posibilităţile practice de udare, respectiv disponibilităţile de echipamente de udare şi forţă de muncă, restricţiile de ordin economic, caracteristicile tehnologice – parametrii funcţionali ai SPP şi reţelei de transport a apei, corelarea cu celelalte lucruri agricole şi, nu în ultimul rând, opţiunile şi solicitările beneficiarilor.

Schema generală de interconectare informaţională a elementelor structurale şi decizionale este prezentată în fig. 35.1' (Blidaru V., 1976). unde:

SI = suprafaţa irigată
SDA = sistemul de dirijare a apei
UC = unitate de control
ED = evaluare şi decizie
MP = măsură parametri
IE = informaţii externe
CD = criteriul deciziei

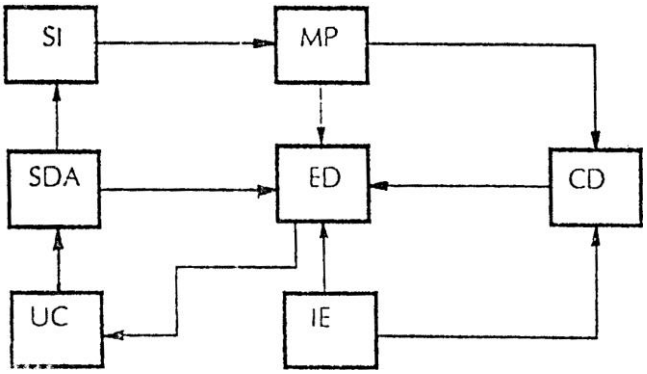



**Fig. 35.1'.** Schema de interconectare informaţională.

Starea suprafeţei irigate (SI) este monitorizată prin intermediul blocului MP (măsură parametri); SI este aprovizionată cu apă cu ajutorul sistemului de dirijare a apei (schema hidrotehnică a plotului) – SDA; unitatea de control – UC – este reprezentată, în cadrul Centrului Informaţional, de fişierele (baza de date) ce conţin informaţiile caracteristice cu privire la elementele constitutive şi caracteristicile funcţionale ale staţiei de pompare (SPP 71) şi ale reţelei de transport al apei.

În cadrul blocului de evaluare şi decizie (ED), ţinându-se cont de informaţia furnizată de modulele MP, IE (informaţii externe) şi de restricţiile specifice în cadrul CD (criteriul de decizie), are loc prelucrarea de date (rularea programului calculator) pentru prognoza udărilor.

Relaţia de bilanţ hidric poate fi de forma (Smith):

$$R_i = R_{i-1} + P_u + m - ET_0 \cdot K + A_f \qquad (35.4)$$

unde:

$R_i$ = rezerva de apă din sol în ziua $i$ (mm sau $m^3$/ha);

$P_u$ = precipitaţiile valorificabile;

$R_{i-1}$ = rezervă de apă din sol în ziua $i$–1;

$ET_0$ = evapotranspiraţia de referinţă;

$K$ – coeficient de corecţie a $ET_0$ şi faza de dezvoltare a culturii urmărite;

$m$ = norma de udare efectivă (netă);

$A_f$ = aportul freatic, dacă stratul freatic este la mică adâncime.

Dacă relaţia de bilanţ este folosită atât pentru prognoza udărilor cât şi pentru realizarea unor simulări, estimarea ETP se face cu diferite metode, ca Penman, Penman-Monteith, Blaney-Criddle ş.a.

Echipamentul de calcul destinat prelucrări datelor – care poate fi de tip PC AT compatibil IMB – poate prelua şi funcţiunile de calculator proces, prin modificarea (completarea) structurii hardware cu o placă (modul) pentru achiziţia de date (placă DAS).

Schema bloc funcţională pentru această configuraţie este prezentată în fig. 35.13

Tj, $T_2$, ...,$T_n$ reprezintă traductorii, respectiv ansamble senzor – traductor, cu rol de conversie a mărimii fizice măsurate în semnal electric.

Modulul de condiţionare are rolul de a converti semnalele furnizate de traductori într-un format compatibil cu modulul pentru achiziţia datelor. Aceasta presupune o serie de prelucrări electronice ale acestor semnale, cum ar fi amplificarea, izolarea, filtrarea, generarea unui semnal de excitaţie pentru anumite tipuri de traductori, liniarizarea.

Modul pentru achiziţia datelor realizează complet sau parţial, o serie de funcţiuni cum ar fi: eşantionarea, multiplexarea, conversie analog/digitală.

În versiunile mai evoluate, acest modul poate prelua unele funcţiuni ale CPU, realizând analiza şi parţial prelucrarea informaţiei de proces.

CPU (= central processing unit = unitatea centrală de prelucrare) şi interferenţele perifericelor împreună cu periferia standard (nefigurată) – HDD, FDD, tastatură, mouse, reprezintă configuraţia uzuală a unui computer de tip PC.

S-au evidenţiat monitorul şi imprimanta, cu rol

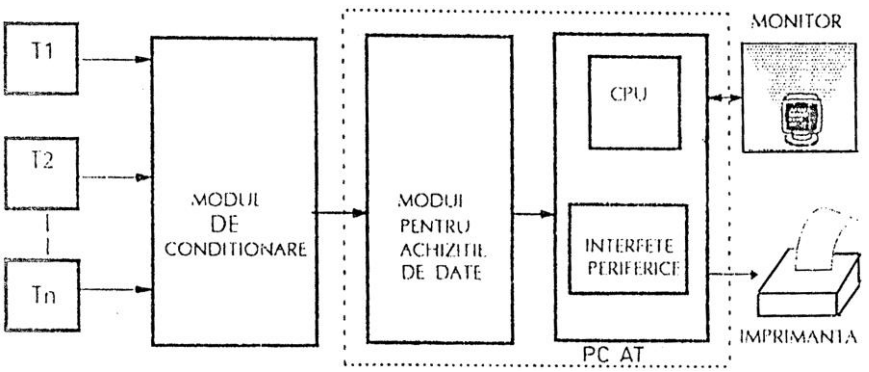



**Fig. 35.13.** Schema bloc funcţională a culegerii de date în sistem informatizat-automatizat.

de redare grafică a situaţiei sinoptice a sistemului monitorizat, respectiv listare, sub controlul programului (automat) sau a rapoartelor curente.

Utilizarea unui modul de achiziţie de date presupune, de asemenea, un software specializat pentru pilotarea acestuia (driver). Produsele evoluate din această categorie – de exemplu modulele de achiziţia AT-MIO produse de National Instruments (USA) – dispun şi de ieşiri analogice şi/sau digitale, capabile să furnizeze semnal de comandă pentru acţionarea unor elemente de execuţie, cum ar fi servo-vane sau vane solenoid.

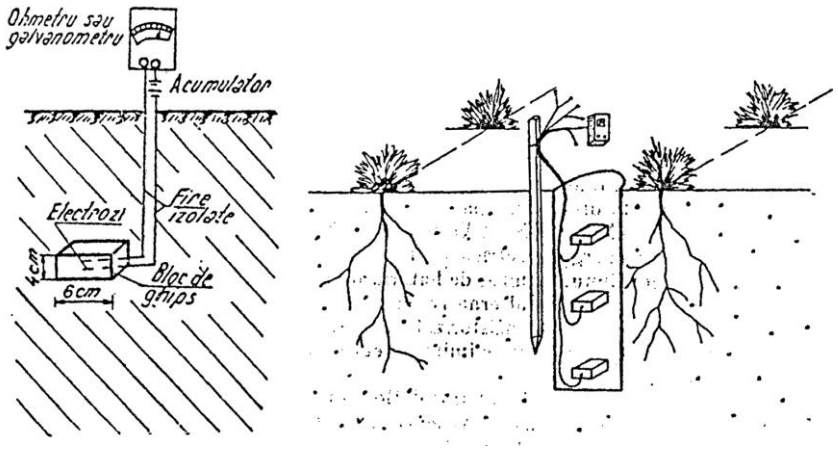



**Fig. 35.14.** Amplasarea umidimetrelor: a) schema electrometrului Bouyoucos; b) schema de amplasare a blocurilor absorbante de ghips.

În concluzie, *prelucrările date* la nivelul Centrului Informaţional vor consta, în principal, în:

a) Prelucrări de informaţii, prin intermediul unor programe calculator, realizate în vederea prognozei şi avertizării udărilor în suprafeţele irigate aferente plotului;

b) Prelucrări de informaţii în timp real de proces, realizate cu ajutorul unor echipamente şi programe specializate, integrabile calculatoarelor tip PC clasice (desktop).

## 35.3.4. VARIANTE DE IMPLEMENTARE

1° *Metode actuale folosite pentru prognoza udărilor*

Principial, metodele folosite pentru prognoza udărilor constau în determinarea deficitului de apă din sol – pe cale directă sau indirectă – continuându-se cu calculul aproximativ al datei de intervenţie cu o nouă udare şi cu evaluarea cantitativă a acesteia, în funcţie de o serie de criterii prestabilite (strategii sau opţiuni de udare).

*Metode directe* de determinare a deficitului de apă din sol urmăresc determinarea umidităţii solului, prin mijloace clasice – cum ar fi metoda gravimetrică, sau moderne – cu ajutorul umidimetrelor, sonde neutronice sau teledetecţie.

Pentru determinarea cu precizie şi în mod continuu a valorilor momentane şi a variaţiilor umidităţii solului în cadrul plotului (pilot) se poate utiliza o reţea de umidimetre Bouyoucos, a căror amplasare în teritoriul Plotului Pilot este reprezentată ca exemplu în fig. 35.9. Pentru urmărirea umidităţii pe profilul solului, se pot utiliza baterii de câte 3 umidimetre, poziţionate la trei adâncimi diferite, conform fig. 35.14

Cele trei adâncimi corespund dezvoltării maxime a rădăcinilor, dezvoltării cantitativ maxime a acestora şi în apropierea suprafeţei solului.

Variaţia umidităţii blocului de ipsos – care reprezintă sesizorul de umiditate – este convertită în semnal electric cu ajutorul electrozilor implantaţi şi transmisă aparatului de măsură (ohmmetrul) – local, sau către echipamentul de calcul destinat achiziţiei datelor – la distanţă. Echipamentul de măsură trebuie etalonat pentru fiecare situaţie (amplasament şi tip de sol) în parte, fiind necesară stabilirea valorilor rezistenţei ohmice a blocului de ipsos – sesizor – corespunzătoare $C_e$ şi $C_o$. Literatura de specialitate indică valorile de 75.000 Ω – corespunzător capacităţii de ofilire ($C_o$) şi respectiv 400-600 Ω, corespunzător umidităţii solului la capacitatea de câmp ($C_e$).

Schema de conectare electrică pentru ansamblul umidimetrelor amplasate în teritoriul plotului pilot este prezentată în fig. 35. 15. (schema bloc).

Variaţia rezistivităţii clementelor sesizoare – blocuri de ipsos – este prelucrată succesiv prin blocurile de multiplexare, amplificare (Amp), eşantionare/ blocare (E/B) şi conversie analog/numerică (CNA), sub controlul logicii de control (LC).

În suprafaţa punctată este prezentată schematic

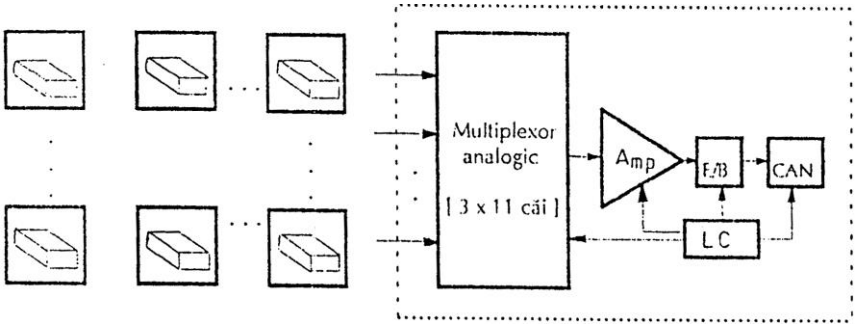



**Fig. 35.15.** Schema de conectare electrică.

interfaţa de măsură (modulul de achiziţie); semnalul de ieşire din interfaţă este prelucrat în continuare de către CPU (unitatea centrală de prelucrare), în cadrul echipamentului de calcul al CI (centrului informaţional).

Traductorul primar (senzorul) poate fi deci de tip rezistiv, precum şi capacitiv (fig. 35.16).

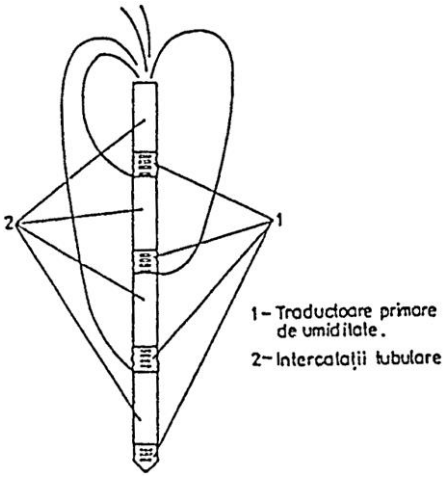



**Fig. 35.16.** Traductorul capacitiv de umiditate.

Rezerva de umiditate în stratul de sol cu grosimea *t* şi suprafaţa *S* se poate determina cu relaţia:

$$U = \int_t \int_s w(t,s)ds \cdot dt \qquad (35.5)$$

unde:

*W(t,s)* – umiditatea în punctul de control al câmpului.

În cazul utilizării unui singur traductor, este necesară selectarea cu mare atenţie a suprafeţei reprezentative. Alegerea suprafeţei se face pe baza analizei statistice a parametrilor hidrofizici din aria studiată.

În cazul amplasării traductoarelor în zone prestabilite, se poate utiliza schema electronică din fig. 35.17. pentru sumarea şi ponderarea semnalelor provenite de la aceştia, astfel încât semnalul de ieşire al montajului electronic să reprezinte valoarea momentană a umidităţii solului pentru ansamblul suprafeţei.

În schema prezentată în fig. 35.17, umidometrele A constituie sursa primară de semnal, care se aplică prin intermediul blocului de rezistenţe $R_1 – R_{10}$ pe intrarea amplificatorului operaţional (C). Circuitul integrat poate fi de tip KIUT 4014 sau echivalent, în montaj tip sumator.

Alimentarea montajului se face de la o sursă stabilizată de 9 Vcc, conexiunile dintre umidometre şi blocul B (sumator) efectuându-se prin linii de cablu de legătură montate staţionar la o adâncime de 0,6-0,8 m.

Metodele indirecte de determinare a deficitului de apă în sol, respectiv a consumului zilnic de apă al culturilor, urmăresc o corelare a consumului de apă din sol cu mai mulţi factori climatici, cu particularităţile culturii şi faza de dezvoltare a acesteia.

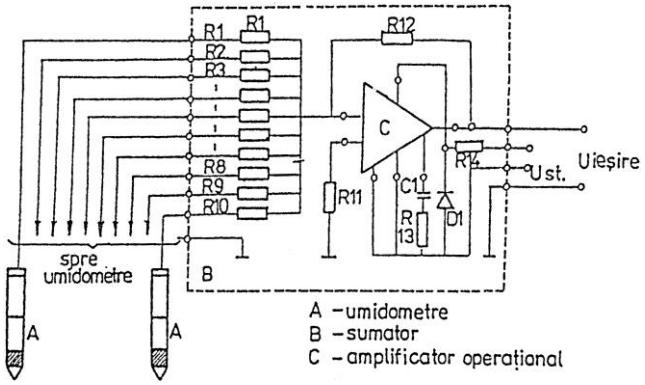



**Fig. 35.17.** Schema sistemului electronic de măsură.

Pentru determinarea evapotranspiraţiei culturilor se utilizează, în multe sisteme hidroameliorative din ţara noastră, evaporimetrul BAC clasa A. Această metodă are precizie scăzută pentru estimări zilnice, datorită utilizării unor coeficienţi de corecţie estimaţi pe intervale lunare, de aici apărând necesitatea analizei altor metode, larg folosite în alte ţări.

În continuare se prezintă pe scurt câteva din aceste metode.

1. *Metoda Penman modificată de Doorembros şi Pruitt.*

Se determină iniţial evaporaţia culturii de referinţă, care apoi se corectează cu coeficienţii culturali.

$$ET_0 = W \cdot R_n + (1-W) \cdot f(U) \cdot (e_a - e_d) \quad (35.6.)$$

unde:

*W* – factor gravitaţional, în funcţie de temperatura medie şi altitudine;

$R_n$ = radiaţia netă redată în evaporaţie echivalentă (mm/zi):

$$R_n = R_{ns} - R_{nl}$$

$R_{ns}$ = radiaţia solară netă de unde scurte (mm/zi):

$$R_{ns} = (1-\alpha) \cdot R_s$$

$R_s$ = radiaţia solară (mm/zi):

$$R_s = \left(0,25 + 0,50 \cdot \frac{n}{N}\right) \cdot R_a$$

$R_a$ = radiaţia extraterestră (mm/zi);

*n/N* = raportul între orele reale de strălucire a soarelui şi numărul maxim posibil de ore de strălucire a soarelui;

$\alpha$ = reflexia radiaţiei; $\alpha = 0,25$;

$R_{nl}$ = radiaţia solară netă de unde lungi (mm/zi):

$$R_{nl} = f(t) \cdot f(cd) \cdot f(n/N)$$

*f(t), f(cd), f(n/N)* = funcţii ce reprezintă corecţii de temperatură, de presiune a vaporilor, nebulozitate;

*f(u)* = funcţie de viteză a vântului la înălţimea de 2 m (U2):

$$f(u) = 0,27\left(1 + \frac{U2}{100}\right)$$

$(e_a – e_d)$ = diferenţa între presiunea vaporilor de

saturaţie ($e_a$) la temperatura medie a aerului şi presiunea reală a vaporilor din aer.

Pentru evaluarea localizată a $ET_0$, se efectuează corecţiile corespunzătoare, referitoare la:

– viteza vântului în timpul zilei (m/sec);

– raportul dintre viteza vântului de zi şi de noapte;

– umiditatea relativă maximă $RH_{\max}$ (%);

– radiaţia solară netă de unde scurte – $R_{ns}$ (mm/zi).

2. *Metoda FAO (Blaney-Cridle)*

Formula de determinare a evapotranspiraţiei culturii de referinţă, stabilită de Blaney-Cridle, a fost îmbunătăţită în 1977 de Doorembros şi Praff şi apoi de Girardini, Kassan, Nassimbeni.

$$ET_0 = -2,65 + 1,15 \cdot f + 0,0174 \cdot U_r + \\ +0,152 \cdot v - 0,0104 \cdot f \cdot U_r + 0,678 \cdot f \cdot N + \\ +0,0517 \cdot f \cdot v - 0,0037 \cdot Ur \cdot v \qquad (35.7)$$

Factorul *f* se determină cu relaţia:

$$f = p \cdot (0,46 \cdot T + 8)$$

unde:

*T* = temperatura medie zilnică;

$$p = 0,274 - 0,0756 \cdot \cos\frac{2\pi}{365(D+10)}$$

*D* – numărul zilei din an în care se face calcul;

$U_r$ (%) = umiditate relativă a aerului;

*V* (m/s) = viteza vântului;

*N* = nebulozitatea relativă.

Studiile ulterioare (Giardini şi Finocchio – 1987, Nassimbeni – 1990) au arătat că această relaţie supraestimează cu 10% valorile reale ale evapotranspiraţiei culturii de referinţă.

Deci evapotranspiraţia culturii de referinţă va fi:

$$ET_{oc} = 0,9 \cdot ET_0$$

iar evapotranspiraţia maximă a culturii:

$$ET_m = ET_{oc} \cdot K_0$$

Pentru stabilirea coeficientului de corecţie, studiile efectuate (Giardini şi Finocchio, 1987) au condus la relaţii de tip exponenţial, care au ca variabilă numărul de ordin din an al zilei de calcul când determină evapotranspiraţia maximă a culturii.

Pentru porumb:

$$K_c = \exp(-16,71 + 7947 / D - 1198235 / D^2 + \\ + 5,6 \cdot e + 0,7 / D^3)$$

în care:

*D* este ziua de calcul din an, cuprinsă între 110 şi 273;

Pentru soia:

$$K_c = \exp(-20,212 + 9628 / D - 1463119 / D^2 + \\ + 3,82 \cdot e + 0,7 / D^3)$$

unde:

*D* poate lua valori între 121 şi 273;

Pentru cereale de toamnă şi de primăvară:

$$K_c = -3472 + 0,07005 \cdot D - 0,0002706 \cdot D^3$$

cu *D* cuprins între 91 şi 181.

Evapotranspiraţia efectivă a culturilor se poate considera a fi egală cu $Et_m$ când umiditatea solului este cuprinsă între nivelul capacităţii de câmp $C_c$ şi plafonul minim de umiditate, calculat cu relaţia:

$$UZ = PA + AD(1 - Z) \cdot PA$$

unde:

$$PA = Patf\,(1 - S)$$

*PA* = umiditatea solului în punctul de ofilire;

*PAtf*= punctul de ofilire;

*S* = procentul de porozitate al solului.

$$Z = \frac{RFU_m}{RU}$$

*RFUm* – rezervă de apă uşor utilizabilă de către plantă;

*RU*= rezerva de apă maximă accesibilă plantei.

2. *Determinarea normelor de udare*

Norma de udare se poate calcula cu relaţia:

$$m_{\max} = 100 \cdot H \cdot G_v (C_c - P_{\min}) \qquad (35.9)$$

unde:

$m_{\max}$ = norma maximă de udare (mc/ha);

*H* = grosimea stratului activ de sol ce se udă (m);

$G_v$ = greutatea volumetrică a stratului activ de sol (t/mc);

$C_c$ = capacitatea de câmp pentru apă (% din greutatea solului uscat);

$P_{\min}$ = plafonul minim (% din greutatea solului uscat).

În condiţiile ţării noastre, normele de udare au valori mijlocii (600-400 mc/ha) pentru solurile cu textură uşoară sau grea din zonele umede şi valori mari (600-1000 $m^3$/ha) pe soluri cu textură grea din zonele aride.

Valoarea minimă a normei de udare nu poate fi mai mică de 200 mc/ha, pentru că în cercetările de teren s-a observat că sub această limită apa nu mai poate fi repartizată uniform pe suprafaţa terenului.

Normele de udare cu valori între 300-500 mc/ha permit menţinerea în permanenţă a unui strat de sol ce poate înmagazina ploile survenite.

Cu cât precipitaţiile sunt mai bine valorificate, cu atât cantităţile de apă necesare pentru irigare se micşorează.

Aceste valori mai mici ale normelor de udare implică timpi de distribuire mai mici, cantităţile de apă însumate pe plot fiind mai reduse, permiţând eşalonarea lor în timp, ceea ce conduce la îmbunătăţirea randamentelor hidraulice şi energetice.

Aplicarea udărilor depinde şi de instalaţiile de udare utilizate de către beneficiari. În cazul dotării be-

neficiarilor de teren cu instalaţii de udare cu tambur (autodeplasabile), forţa de muncă necesară distribuirii normelor de udare mai mici nu creşte cu un volum semnificativ care să influenţeze în mod negativ costul udărilor.

Dacă, însă, se folosesc echipamente cu deplasare manuală, udările cu norme mai mici sunt costisitoare, scăzând eficienţa udărilor, ceea ce conduce la recomandarea de a se mări normele de aplicare la o udare.

## 35.3.5. CERINŢE PENTRU OPTIMIZAREA AVERTIZĂRII UDĂRILOR ÎN EXPLOATAREA PLOTULUI

Pentru desfăşurarea activităţii de exploatare a Plotului este necesară întocmirea graficelor de udare, pe baza cărora să se planifice funcţionarea staţiei de pompare, repartizarea echipamentelor de udare, a forţei de muncă, consum de energie etc.

Pentru ameliorarea exploatării, graficele de udare primare – alcătuite pentru fiecare beneficiar în parte – se prelucrează, realizându-se astfel coordonarea acestora.

Această activitate face ca din graficele de udare să dispară vârfurile sau depresiunile de consum.

Pentru a se realiza aceste modificări, se acţionează asupra momentelor de timp de declanşare a udărilor, modificarea duratei de aplicare şi a normei de udare.

Totodată aceste cerinţe trebuiesc corelate cu cerinţa aplicării udărilor la *cerere,* obiectiv prioritar în condiţiile unei agriculturi private.

Aceste cerinţe – aparent contradictorii – de planificare a udărilor şi respectiv de distribuţie a apei la cerere, se pot concorda dacă nu se pierde din vedere finalitatea activităţii de irigare, respectiv compensarea deficitului hidric al culturilor irigate.

În acest cadru, Centrul Informaţional poate realiza funcţiunea de adaptare şi corelare a cerinţelor beneficiarilor de teren din cadrul Plotului, cu planul şi disponibilităţile momentane de resurse ale sistemului hidroameliorativ. În acest scop este necesară realizarea dialogului operativ cu beneficiarii de apă arondaţi reţelei de distribuţie a apei, dialog ce se poate realiza în două etape:

1. Pe baza datelor existente la nivelul Centrului Informaţional se alcătuieşte prognoza cu privire la necesarul de apă al culturilor irigate pentru intervalul imediat următor;

2. Această informaţie se comunică către beneficiari, solicitându-i-se acestuia acordul cu privire la programul propus.

3. Pe baza răspunsurilor beneficiarilor se replanifică şi se aprobă varianta finală a graficului de udare pentru intervalul următor de timp.

În funcţie de condiţiile concrete de exploatare, planul aprobat poate permite modificări ale momentelor de declanşare a udărilor, în condiţiile respectării normelor de consum reciproc acceptate.

Organizarea bazei software (de date şi programe) a Centrului Informaţional şi realizarea mijloacelor de transmitere a informaţiei între beneficiari şi centru creează condiţiile realizării acestui dialog operativ, premisă a exploatării optimizate a Plotului de irigaţii.

## 35.3.6. ALCĂTUIREA GRAFICELOR DE UDARE PENTRU FIECARE CULTURĂ

Datele de intrare necesare pentru alcătuirea graficelor de udare sunt:

– echipamentul de udare folosit la hidrantul priză de la care se udă cultura respectivă;

– suprafaţa ocupată de cultură;

– norma maximă de udare;

– consumul prognozat de apă al plantei.

Graficul se alcătuieşte în limita valorilor limită, maxime (capacitatea de câmp, $C_c$) şi minime (plafonul minim, $P_{mjn}$), corespunzător fiecărei faze de dezvoltare a culturii.

Pe baza valorii prognozate a umidităţii se determină cea mai târzie dată posibilă de terminare a udării, $T_t$, care se află la intersecţia curbei de variaţie a umidităţii cu curba plafonului minim. Cunoscându-se norma de udare şi timpul de udare se determină data începerii udării, $T_i$.

Variaţia datei de începere a udării, $T_i$, funcţie de intersecţia prelungirii curbei de variaţie a umidităţii deplasată cu valoarea normei de udare, determină cea mai timpurie dată de început a udării, $T_i^{'}$.

Mărimea intervalului de variaţie a datei de începere a udării, $\Delta T$, are expresia:

$$\Delta T = T_i - T_i^{'} - T$$

Intervalul de variaţie a începerii udărilor este limitat, funcţie de cultură, de exemplu:

– cereale < 9 zile;

– ierburi perene şi plante tehnice < 10 zile;

– legume < 5 zile;

Astfel, graficul udărilor pentru o cultură are alura din fig. 35.18, unde:

$T_i^{'}$ – cea mai timpurie dată posibilă de începere a udărilor;

$T_i$ – data începerii udării;

$T_t$ – cea mai târzie dată posibilă de terminare a udării;

$m_3$ – norma de udare la a 3-a udare;

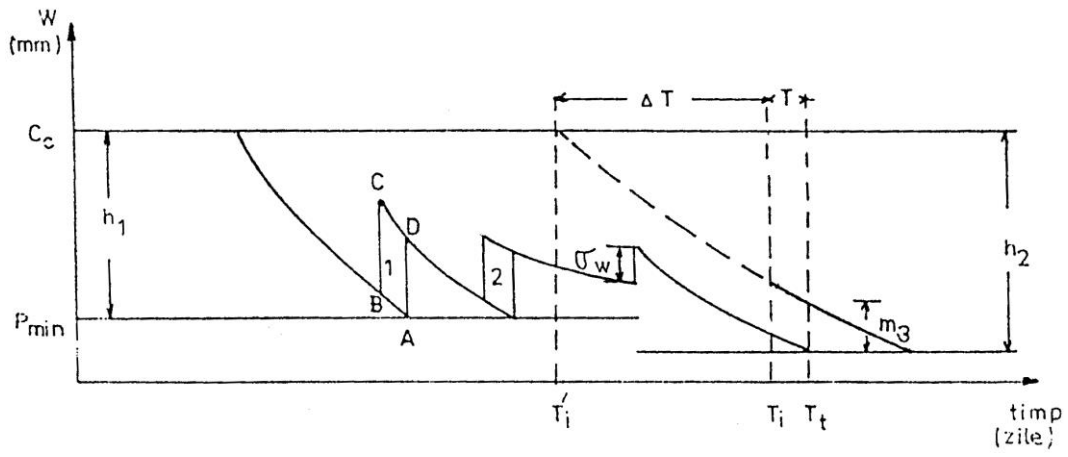



**Fig. 35.18.** Graficul udărilor.

$\Delta T$ – variaţia maximă posibilă a datei de începere a udării;

$\sigma w$ – variaţia umidităţii datorită modificării adâncimii stratului radicular;

$h_1$, $h_2$ – intervalele rezervei de umiditate din sol determinate de $C_c$ şi $P_{min}$.

## 35.4. SPECIFICAŢII SOFTWARE PENTRU DISPECERIZAREA ÎN SISTEM INFORMATIZAT

Software-ul aferent Postului Dispecer computerizat trebuie să îndeplinească o serie de funcţiuni acoperitoare pentru condiţiile specifice de pilotare a irigaţiilor în cadrul Plotului Pilot.

1. Urmărirea parametrilor (componentelor) bilanţului hidric în suprafeţele aferente Plotului. La nivelul software, această funcţiune se implementează în cadrul fişelor/baze de date, actualizate permanent, prin achiziţia datelor în timp real sau prin introducerea periodică (zilnică), pe baza măsurătorilor citite în teren, de către operatorul calculator.

2. Urmărirea stării tehnice şi funcţionale a componenţilor schemei hidrotehnice, cu stocarea informaţiilor caracteristice, privitoare la starea agregatelor şi echipamentelor, inclusiv cele referitoare la defecţiuni, avarii, planificarea operaţiunilor de întreţinere şi reparaţii.

3. Urmărirea parametrilor funcţionali ai schemei hidrotehnice (debite, presiuni, volume de apă pompată, energie electrică consumată), în timp real sau prin introducerea periodică, respectiv ori de câte ori intervin modificări semnificative în baza de date a sistemului informatic, de către operatorul calculator.

4. Elaborarea, în baza informaţiilor existente în baza de date a sistemului informatic, a variantelor de aplicare a udărilor, respectiv a timpilor (minim şi maxim) de declanşare a udărilor pe fiecare din suprafeţele individuale aferente Plotului Pilot, a volumelor ce urmează a fi distribuite, planificarea utilizării tehnicii de udare şi a forţei de muncă.

5. Evidenţa computerizată a activităţilor şi elaborarea indicatorilor sintetici, tehnici şi economici, necesari pentru întocmirea situaţilor de lucrări, planificarea resurselor, necesarului de piese de schimb, analiza statistică.

6. Întocmirea unor situaţii (listinguri) necesare pentru monitorizarea funcţionării sistemului, buletin informativ pentru beneficiari.

## 35.5. POSIBILITĂŢI DE AUTOMATIZARE TOTALĂ ÎN CADRUL PLOTULUI PILOT

Dotarea corespunzătoare – cu echipamente şi software – a Centrului Informaţional permite, la nivelul tehnologiilor informatice actuale, realizarea automatizării totale a proceselor de udare pe suprafeţele irigate aparţinând de Plotul Pilot.

Necesităţile de echipamente se referă la:

1° *Sistemul de echipamente pentru colectarea automată a datelor din teren.*

Acest sistem are rolul de a culege, sub controlul unui program implementat la nivelul Centului Informaţional, ansamblul parametrilor necesari elaborării deciziilor de aplicare a udărilor.

După cum s-a arătat anterior, aceste informaţii se referă la:

– valoarea momentană şi variaţia în timp a umidităţii solului în suprafeţele irigate;

– valorile parametrilor meteo-climatici;

– valorile parametrilor tehnologici ai reţelei de transport a apei, a SPP şi ale celorlalte construcţii hidrotehnice (nivele, debite, presiuni).

2° *Sistemul de echipamente pentru comanda şi controlul automat al distribuţiei apei.* Aceste echipamente, sub controlul calculatorului de la Centrul Informaţional, au rolul de a executa, conform programului prestabilit de distribuţie a apei, comenzile primite.

În acest scop, sistemul de echipamente va trebui să conţină elementele necesare de execuţie: electrovane şi electroventile, aparatura de măsură şi control necesară verificării (controlului) execuţiei comenzilor transmise în mod automat, automatizarea SPP, adecvată funcţionării în acest regim.

Având în vedere elementele de eficienţă economică, implementarea acestor soluţii trebuie analizată în corelaţie cu indicatorii economici specifici ai culturilor irigate.

Algoritmul de lucru al unui microsistem destinat automatizării în sistem computerizat a aplicărilor udărilor într-o suprafaţă irigată aferentă Plotului Pilot este prezentat în fig. 35.19.

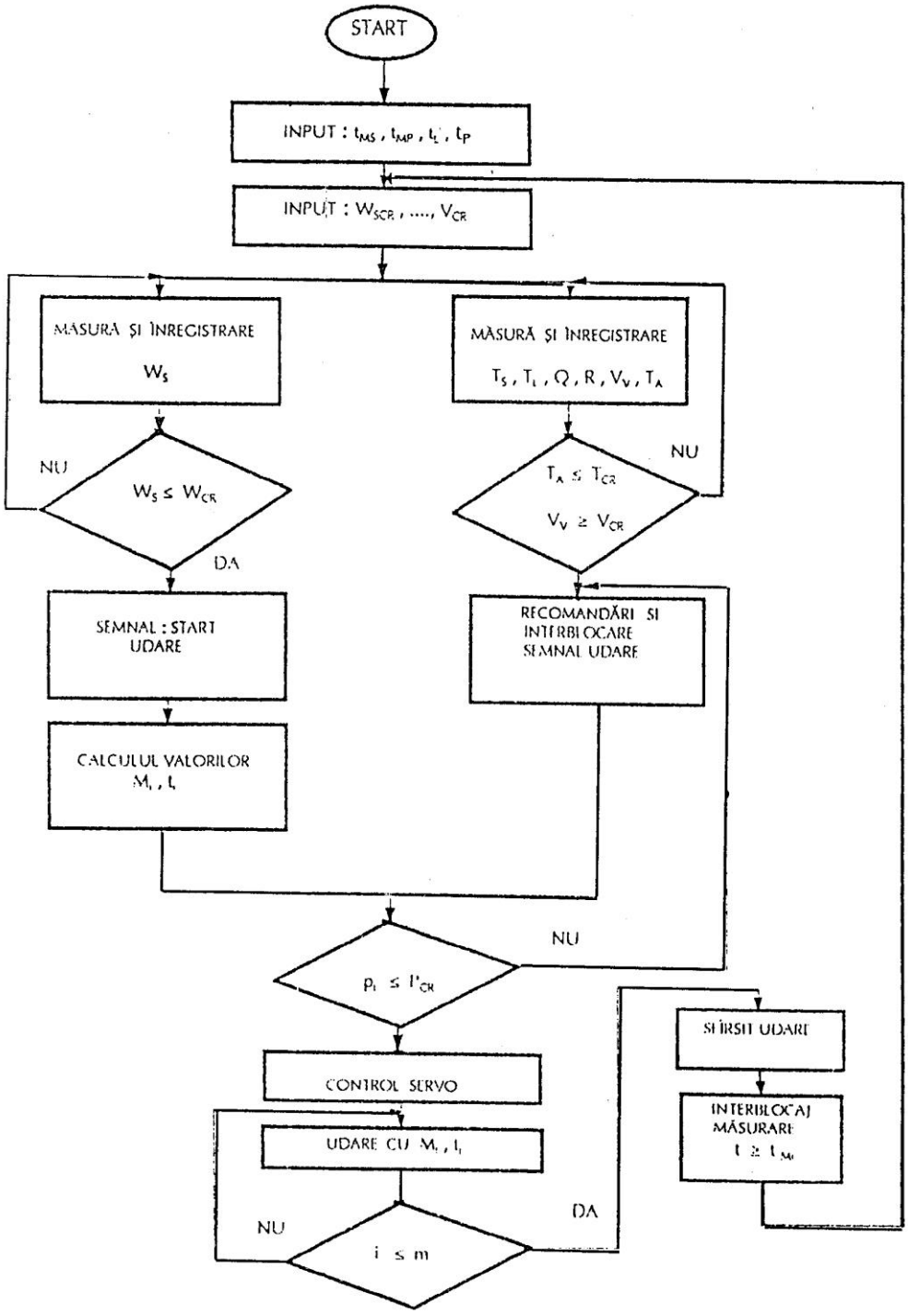



**Fig. 35.19.** Algoritmul automatizării unui sistem de irigaţii.

Aceşti parametri sunt preluaţi, prin intermediul traductorilor corespunzători, pe anumite intervale de timp de măsură ($t_{MS}$), cu o pauză între două măsurători succesive ($t_{MP}$), şi introduşi în memoria calculatorului. Din schema circuitului face parte şi un ceas de timp real şi un temporizator pentru blocarea măsurătorilor după efectuarea udărilor ($t_{MS}$).

Norma şi perioada de udare ($M_i$ şi $t_i$) sunt valori precise, memorate în computer. În acest fel, se poate realiza corelarea cu programul de planificare a udărilor, menţionat anterior.

În funcţie de faza de vegetaţie a culturii şi de profilul curbei de udare, datele preluate prin măsurare sunt comparate cu valorile de prag ale parametrilor de bază, stocaţi în memoria calculatorului. În funcţie de aceste valori, se poate întrerupe procesul de udare atunci când apar condiţii deosebite. Astfel, dimineaţa, valorile critice ale umidităţii solului ($W_{CR}$) pot fi mai scăzute decât în momentele când radiaţia solară este mai intensă.

Intervalele de timp se pot stabili opţional, de exemplu:

$t_{MS}$ = 0,15 şi $t_{MS}$ = 1 oră.

# 35.6. ADAPTĂRI ALE SISTEMELOR DE IRIGAŢII LA CONDIŢIILE DISTRIBUŢIEI APEI LA „CERERE” ŞI ÎN CONDIŢIILE „AUTOMATIZĂRII”

## 35.6.1 ADAPTAREA PLOTULUI DE IRIGAŢII DE LA MODUL DE FUNCŢIONARE PRIN „ROTAŢIE”, LA MODUL DE FUNCŢIONARE LA „CERERE”. IMPLICAŢII ASUPRA DEBITULUI ŞI REŢELEI. EXEMPLU

În acţiunea de retehnologizare a actualelor sisteme de irigaţii, trecerea spre distribuţia apei la „cerere” va ocupa un prim loc.

Este de remarcat colaborarea ISPIF SA Bucureşti, colectiv Irigaţii, cu Catedra de Hidroameliorаţii din Facultatea Hidrotehnică a Universităţii Tehnice Iaşi, în acest domeniu. Materialul înscris în acest subcapitol beneficiază de această colaborare, la care se adaugă şi studiile din teza de doctorat ing. D. State (1997).

Exemplu luat în analiză (ISPISF – colectiv Irigaţii) cu privire la „debitul la cerere” priveşte Sistemul de irigaţii Calafat-Băileşti (fig. 35.20).

Adaptarea unui plot de la modul de funcţionare prin „rotaţie” la modul de funcţionare la „cerere” ridică numeroase probleme, cunoscând că:

– debitele necesare de asigurat în modul de funcţionare la „cerere” sunt mai mari decât cele necesare la irigaţia prin rotaţie;

– din considerente economice, trebuie folosite cât mai mult cu putinţă reţeaua şi instalaţiile existente, cu modificări cât mai puţin costisitoare pentru adaptarea la modul de funcţionare la „cerere”;

– calităţile serviciilor asigurate utilizatorilor de apă trebuie îmbunătăţite în permanenţă, la debite necesare, la presiuni cerute de tehnica de udare sau alte folosinţe;

– trebuie avută în vedere contorizarea volumelor de apă preluate de utilizatori în scopul evitării risipei de apă şi a conflictelor de interese;

– pregătirea utilizatorilor de apă şi a personalului de exploatare în vederea utilizării raţionale a sistemului de distribuţie a apei şi pentru protecţia mediului.

*Exemplu:*

Se consideră reţeaua de distribuţie a apei existentă – fig. 35.20 – cu folosirea echipamentelor proiectate pentru irigaţia prin „rotaţie”.

Debitul total necesar la SPP 1-2 este de 486 l/s, iar înălţimea proiectată de ridicare a apei este de 72 m.

Prin colaborarea ISPIF Bucureşti cu Institutul Politehnic Iaşi, Catedra de Hidroameliorаţii, a fost elaborat modelul „Ceres” – corespunzător analizei reţelelor existente de dimensionare optimă prin tehnica programării liniare a reţelei cu tronsoane existente.

În acest scop, a fost întocmit programul calculator ADORCSP în limbaj GWBASIC, editat şi tastat pe un calculator personal AT-486, în maniera de utilizare conversaţională şi cu performanţe superioare prin folosirea fişierelor cu acces direct.

Structura programului constă dintr-un modul principal care apelează la o serie de subrutine cu funcţii specifice – citirea datelor iniţiale, selectarea automată din seria diametrelor, calculul pierderilor de sarcină unitare, generarea automată a problemei de programare liniară, rezolvarea ei, afişarea şi interpretarea soluţiei, calculul cotelor piezometrice şi a presiunilor disponibile la noduri în soluţia optimă. Timpul de calcul depinde de numărul variantelor independente şi cel al restricţiilor, variind de la câteva minute la câteva zeci de minute.

Considerând valorile şi distribuţia debitelor de consum pe reţeaua existentă, a fost efectuat calculul hidraulic al reţelei cu ajutorul programului ADORCSP, rezultând presiunile disponibile la noduri, prezentate în figura 35.20.

Rezultatele calculului sunt prezentate în Anexa 1.

În calcul au fost asigurate următoarele valori pentru coeficientul rugozităţii absolute echivalente:

– conducte din PVC: $K$ = 0,00008 m;

– conducte din azbociment: $K$ = 0,00005 m;

– conducte PREMO; $K$ = 0,00025 m.

Pierderile liniare de sarcină au fost calculate după formula Darcy – Weissbach, în care coeficientul de rezistenţă al pierderilor de sarcină distribuite a fost determinat din relaţia Colebrook – White. Pentru determinarea debitului de distribuţie a apei la „cerere” se consideră parametrii:

– doza (norma) de irigare a lunii de vârf;

– echiparea reţelei de distribuţie cu borne de irigaţie cu mai multe prize – cu limitatoare de debit şi de presiune şi cu contorizarea volumelor de apă livrate;

– se analizează posibilitatea adaptării reţelei existente la irigarea la „cerere”, caz în care necesarul de apă în reţea depinde şi de structura reţelei de distribuţie;

– relaţia de bază a calculului debitului la „cerere” – relaţia Clement:

$$Q_c = \frac{Q}{r}(1-U)\sqrt{\frac{q_{pr}\,r}{Q} - \frac{1}{n}} \ \text{(l/s)}$$

$$Q = \frac{mS}{86,4T_e} \ \text{(l/s)}$$

în care:

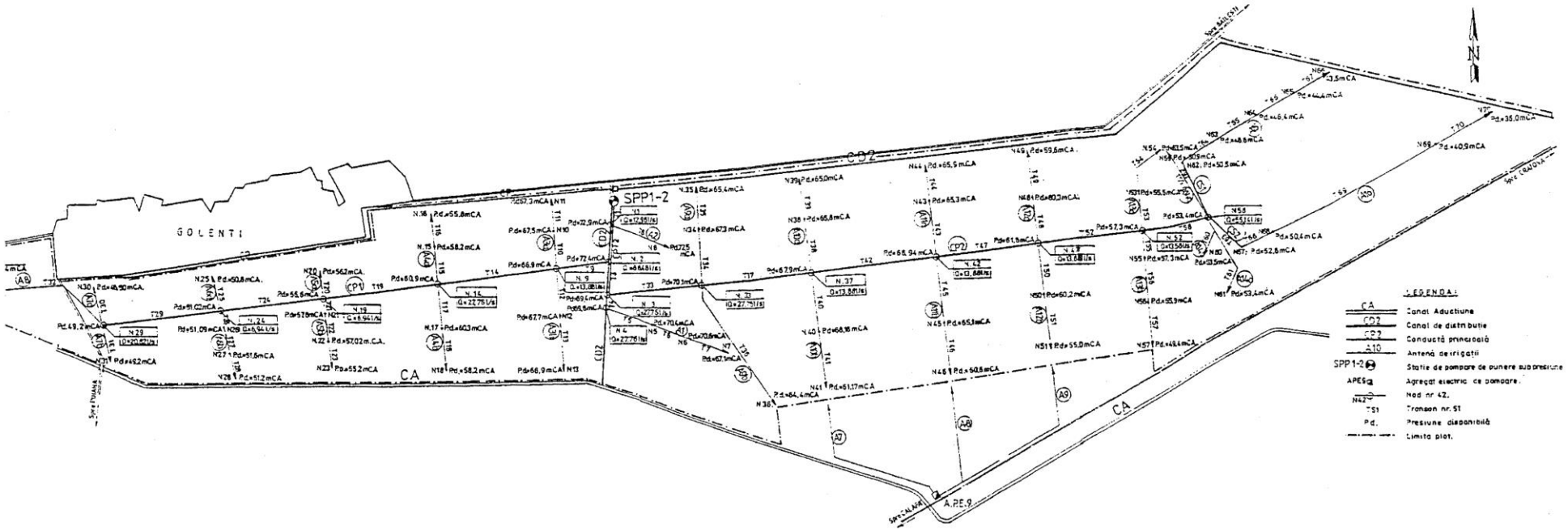



**Fig. 35.20.** Plot pilot pentru calculul la „CERERE” din sistemul de irigaţii (Calafat – Băileşti, Pr. ISPIF)

# ANEXA 1

Retea x
Numar tronsoane 70
Numar noduri interioare 70
Numar noduri rezervoare 1

Date initiale referitoare la tronsoane

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Trons. T1 | SPF1-1 | D (mm)= | 600 | K (m)= | 0.000250 |
| 2 | Trons. T2 | 1-2 | D (mm)= | 600 | K (m)= | 0.000250 |
| 3 | Trons. T3 | 2-3 | D (mm)= | 600 | K (m)= | 0.000250 |
| 4 | Trons. T4 | 3-4 | D (mm)= | 600 | K (m)= | 0.000250 |
| 5 | Trons. T5 | 4-5 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 6 | Trons. T6 | 5-6 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 7 | Trons. T7 | 6-7 | D (mm)= | 150 | K (m)= | 0.000050 |
| 8 | Trons. T8 | 1-8 | D (mm)= | 150 | K (m)= | 0.000050 |
| 9 | Trons. T9 | 2-9 | D (mm)= | 350 | K (m)= | 0.000050 |
| 10 | Trons. T10 | 9-10 | D (mm)= | 150 | K (m)= | 0.000050 |
| 11 | Trons. T11 | 10-11 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 12 | Trons. T12 | 9-12 | D (mm)= | 150 | K (m)= | 0.000050 |
| 13 | Trons. T13 | 12-13 | D (mm)= | 125 | K (m)= | 0.000010 |
| 14 | Trons. T14 | 9-14 | D (mm)= | 300 | K (m)= | 0.000050 |
| 15 | Trons. T15 | 14-15 | D (mm)= | 150 | K (m)= | 0.000050 |
| 16 | Trons. T16 | 15-16 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 17 | Trons. T17 | 14-17 | D (mm)= | 150 | K (m)= | 0.000050 |
| 18 | Trons. T18 | 17-18 | D (mm)= | 125 | K (m)= | 0.000010 |
| 19 | Trons. T19 | 14-19 | D (mm)= | 300 | K (m)= | 0.000050 |
| 20 | Trons. T20 | 19-20 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 21 | Trons. T21 | 19-21 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 22 | Trons. T22 | 21-22 | D (mm)= | 150 | K (m)= | 0.000050 |
| 23 | Trons. T23 | 22-23 | D (mm)= | 125 | K (m)= | 0.000010 |
| 24 | Trons. T24 | 19-24 | D (mm)= | 250 | K (m)= | 0.000050 |
| 25 | Trons. T25 | 24-25 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 26 | Trons. T26 | 24-26 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 27 | Trons. T27 | 26-27 | D (mm)= | 150 | K (m)= | 0.000050 |
| 28 | Trons. T28 | 27-28 | D (mm)= | 125 | K (m)= | 0.000010 |
| 29 | Trons. T29 | 24-29 | D (mm)= | 250 | K (m)= | 0.000050 |
| 30 | Trons. T30 | 29-30 | D (mm)= | 150 | K (m)= | 0.000050 |
| 31 | Trons. T31 | 29-31 | D (mm)= | 150 | K (m)= | 0.000050 |
| 32 | Trons. T32 | 29-32 | D (mm)= | 150 | K (m)= | 0.000050 |
| 33 | Trons. T33 | 3-33 | D (mm)= | 600 | K (m)= | 0.000250 |
| 34 | Trons. T34 | 33-34 | D (mm)= | 150 | K (m)= | 0.000050 |
| 35 | Trons. T35 | 34-35 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 36 | Trons. T36 | 33-36 | D (mm)= | 125 | K (m)= | 0.000010 |
| 37 | Trons. T37 | 33-37 | D (mm)= | 600 | K (m)= | 0.000250 |
| 38 | Trons. T38 | 37-38 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 39 | Trons. T39 | 38-39 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 40 | Trons. T40 | 37-40 | D (mm)= | 150 | K (m)= | 0.000050 |
| 41 | Trons. T41 | 40-41 | D (mm)= | 125 | K (m)= | 0.000010 |
| 42 | Trons. T42 | 37-42 | D (mm)= | 600 | K (m)= | 0.000250 |
| 43 | Trons. T43 | 42-43 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 44 | Trons. T44 | 43-44 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 45 | Trons. T45 | 42-45 | D (mm)= | 150 | K (m)= | 0.000050 |
| 46 | Trons. T46 | 45-46 | D (mm)= | 125 | K (m)= | 0.000010 |
| 47 | Trons. T47 | 42-47 | D (mm)= | 400 | K (m)= | 0.000250 |
| 48 | Trons. T48 | 47-48 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 49 | Trons. T49 | 48-49 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 50 | Trons. T50 | 47-50 | D (mm)= | 150 | K (m)= | 0.000050 |
| 51 | Trons. T51 | 50-51 | D (mm)= | 125 | K (m)= | 0.000010 |
| 52 | Trons. T52 | 47-52 | D (mm)= | 350 | K (m)= | 0.000050 |
| 53 | Trons. T53 | 52-53 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 54 | Trons. T54 | 53-54 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 55 | Trons. T55 | 52-55 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 56 | Trons. T56 | 55-56 | D (mm)= | 150 | K (m)= | 0.000050 |
| 57 | Trons. T57 | 56-57 | D (mm)= | 125 | K (m)= | 0.000010 |
| 58 | Trons. T58 | 52-58 | D (mm)= | 300 | K (m)= | 0.000050 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 59 | Trons. T59 | 58-59 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 60 | Trons. T60 | 58-60 | D (mm)= | 125 | K (m)= | 0.000010 |
| 61 | Trons. T61 | 58-61 | D (mm)= | 125 | K (m)= | 0.000010 |
| 62 | Trons. T62 | 58-62 | D (mm)= | 250 | K (m)= | 0.000050 |
| 63 | Trons. T63 | 58-67 | D (mm)= | 250 | K (m)= | 0.000050 |
| 64 | Trons. T64 | 62-63 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 65 | Trons. T65 | 63-64 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 66 | Trons. T66 | 64-65 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 67 | Trons. T67 | 65-66 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 68 | Trons. T68 | 67-68 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 69 | Trons. T69 | 68-69 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |
| 70 | Trons. T70 | 69-70 | D (mm)= | 200 | K (m)= | 0.000050 |

Date initiale referitoare la nodurile interioare

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Nod int. 1 | Debit nod = | 0.012960 | Cota teren (m)= | 62.400 |
| 2 | Nod int. 2 | Debit nod = | -0.068480 | Cota teren (m)= | 61.800 |
| 3 | Nod int. 3 | Debit nod = | -0.027760 | Cota teren (m)= | 63.750 |
| 4 | Nod int. 4 | Debit nod = | 0.027760 | Cota teren (m)= | 63.800 |
| 5 | Nod int. 5 | Debit nod = | 0.000000 | Cota teren (m)= | 62.600 |
| 6 | Nod int. 6 | Debit nod = | 0.000000 | Cota teren (m)= | 61.500 |
| 7 | Nod int. 7 | Debit nod = | 0.027760 | Cota teren (m)= | 61.800 |
| 8 | Nod int. 8 | Debit nod = | 0.013880 | Cota teren (m)= | 61.700 |
| 9 | Nod int. 9 | Debit nod = | 0.013880 | Cota teren (m)= | 64.600 |
| 10 | Nod int. 10 | Debit nod = | 0.000000 | Cota teren (m)= | 63.500 |
| 11 | Nod int. 11 | Debit nod = | 0.013880 | Cota teren (m)= | 63.450 |
| 12 | Nod int. 12 | Debit nod = | 0.000000 | Cota teren (m)= | 62.750 |
| 13 | Nod int. 13 | Debit nod = | 0.013880 | Cota teren (m)= | 61.000 |
| 14 | Nod int. 14 | Debit nod = | 0.027760 | Cota teren (m)= | 62.300 |
| 15 | Nod int. 15 | Debit nod = | 0.000000 | Cota teren (m)= | 64.400 |
| 16 | Nod int. 16 | Debit nod = | 0.013880 | Cota teren (m)= | 66.500 |
| 17 | Nod int. 17 | Debit nod = | 0.000000 | Cota teren (m)= | 62.250 |
| 18 | Nod int. 18 | Debit nod = | 0.013880 | Cota teren (m)= | 62.000 |
| 19 | Nod int. 19 | Debit nod = | 0.006940 | Cota teren (m)= | 62.750 |
| 20 | Nod int. 20 | Debit nod = | 0.006940 | Cota teren (m)= | 63.100 |
| 21 | Nod int. 21 | Debit nod = | 0.000000 | Cota teren (m)= | 61.500 |
| 22 | Nod int. 22 | Debit nod = | 0.000000 | Cota teren (m)= | 61.700 |
| 23 | Nod int. 23 | Debit nod = | 0.013880 | Cota teren (m)= | 62.000 |
| 24 | Nod int. 24 | Debit nod = | 0.006940 | Cota teren (m)= | 63.750 |
| 25 | Nod int. 25 | Debit nod = | 0.006940 | Cota teren (m)= | 63.900 |
| 26 | Nod int. 26 | Debit nod = | 0.000000 | Cota teren (m)= | 63.600 |
| 27 | Nod int. 27 | Debit nod = | 0.000000 | Cota teren (m)= | 62.450 |
| 28 | Nod int. 28 | Debit nod = | 0.013880 | Cota teren (m)= | 61.600 |
| 29 | Nod int. 29 | Debit nod = | 0.020820 | Cota teren (m)= | 63.000 |
| 30 | Nod int. 30 | Debit nod = | 0.006940 | Cota teren (m)= | 63.500 |
| 31 | Nod int. 31 | Debit nod = | 0.013880 | Cota teren (m)= | 62.000 |
| 32 | Nod int. 32 | Debit nod = | 0.013880 | Cota teren (m)= | 62.150 |
| 33 | Nod int. 33 | Debit nod = | 0.027760 | Cota teren (m)= | 61.880 |
| 34 | Nod int. 34 | Debit nod = | 0.000000 | Cota teren (m)= | 63.500 |
| 35 | Nod int. 35 | Debit nod = | 0.013880 | Cota teren (m)= | 65.200 |
| 36 | Nod int. 36 | Debit nod = | 0.013880 | Cota teren (m)= | 61.250 |
| 37 | Nod int. 37 | Debit nod = | 0.013880 | Cota teren (m)= | 62.800 |
| 38 | Nod int. 38 | Debit nod = | 0.000000 | Cota teren (m)= | 64.250 |
| 39 | Nod int. 39 | Debit nod = | 0.020820 | Cota teren (m)= | 64.500 |
| 40 | Nod int. 40 | Debit nod = | 0.000000 | Cota teren (m)= | 62.050 |
| 41 | Nod int. 41 | Debit nod = | 0.020820 | Cota teren (m)= | 61.600 |
| 42 | Nod int. 42 | Debit nod = | 0.013880 | Cota teren (m)= | 62.600 |
| 43 | Nod int. 43 | Debit nod = | 0.000000 | Cota teren (m)= | 63.600 |
| 44 | Nod int. 44 | Debit nod = | 0.020820 | Cota teren (m)= | 62.500 |
| 45 | Nod int. 45 | Debit nod = | 0.000000 | Cota teren (m)= | 62.000 |
| 46 | Nod int. 46 | Debit nod = | 0.020820 | Cota teren (m)= | 61.000 |
| 47 | Nod int. 47 | Debit nod = | 0.013880 | Cota teren (m)= | 62.350 |
| 48 | Nod int. 48 | Debit nod = | 0.000000 | Cota teren (m)= | 63.300 |
| 49 | Nod int. 49 | Debit nod = | 0.020820 | Cota teren (m)= | 63.400 |
| 50 | Nod int. 50 | Debit nod = | 0.000000 | Cota teren (m)= | 61.500 |
| 51 | Nod int. 51 | Debit nod = | 0.020820 | Cota teren (m)= | 61.200 |

```
52   Nod int. 52   Debit nod =    0.013560 Cota teren (m)=    61.700
53   Nod int. 53   Debit nod =    0.000000 Cota teren (m)=    63.000
54   Nod int. 54   Debit nod =    0.020820 Cota teren (m)=    64.000
55   Nod int. 55   Debit nod =    0.000000 Cota teren (m)=    61.500
56   Nod int. 56   Debit nod =    0.000000 Cota teren (m)=    60.500
57   Nod int. 57   Debit nod =    0.020820 Cota teren (m)=    60.740
58   Nod int. 58   Debit nod =    0.055140 Cota teren (m)=    61.300
59   Nod int. 59   Debit nod =    0.006940 Cota teren (m)=    63.700
60   Nod int. 60   Debit nod =    0.000700 Cota teren (m)=    61.200
61   Nod int. 61   Debit nod =    0.006940 Cota teren (m)=    60.500
62   Nod int. 62   Debit nod =    0.000000 Cota teren (m)=    63.500
63   Nod int. 67   Debit nod =    0.000000 Cota teren (m)=    61.400
64   Nod int. 63   Debit nod =    0.000000 Cota teren (m)=    64.050
65   Nod int. 64   Debit nod =    0.000000 Cota teren (m)=    64.550
66   Nod int. 65   Debit nod =    0.000000 Cota teren (m)=    65.000
67   Nod int. 66   Debit nod =    0.034700 Cota teren (m)=    65.450
68   Nod int. 68   Debit nod =    0.000000 Cota teren (m)=    61.750
69   Nod int. 69   Debit nod =    0.000000 Cota teren (m)=    63.000
70   Nod int. 70   Debit nod =    0.048580 Cota teren (m)=    63.500

Date initiale referitoare la nodurile rezervoare

1    Nod rezervor    SPF1     Cota piezom. (m) =  136

REZULTATE CALCUL

Debite, viteze si pierderi de sarcina pe tronsoane

1    Trons. T1     Debit (mc/s)=    0.6246 v (m/s)= 2.210hr(mca)=    0.684
2    Trons. T2     Debit (mc/s)=    0.5978 v (m/s)= 2.115hr(mca)=    1.066
3    Trons. T3     Debit (mc/s)=    0.4580 v (m/s)= 1.621hr(mca)=    0.556
4    Trons. T4     Debit (mc/s)=    0.0555 v (m/s)= 0.196hr(mca)=    0.004
5    Trons. T5     Debit (mc/s)=    0.0278 v (m/s)= 0.884hr(mca)=    0.659
6    Trons. T6     Debit (mc/s)=    0.0278 v (m/s)= 0.884hr(mca)=    0.793
7    Trons. T7     Debit (mc/s)=    0.0278 v (m/s)= 1.572hr(mca)=    3.325
8    Trons. T8     Debit (mc/s)=    0.0139 v (m/s)= 0.786hr(mca)=    1.054
9    Trons. T9     Debit (mc/s)=    0.2082 v (m/s)= 2.165hr(mca)=    2.737
10   Trons. T10    Debit (mc/s)=    0.0139 v (m/s)= 0.786hr(mca)=    0.483
11   Trons. T11    Debit (mc/s)=    0.0139 v (m/s)= 0.442hr(mca)=    0.247
12   Trons. T12    Debit (mc/s)=    0.0139 v (m/s)= 0.786hr(mca)=    0.965
13   Trons. T13    Debit (mc/s)=    0.0139 v (m/s)= 1.132hr(mca)=    2.599
14   Trons. T14    Debit (mc/s)=    0.1666 v (m/s)= 2.358hr(mca)=    8.310
15   Trons. T15    Debit (mc/s)=    0.0139 v (m/s)= 0.786hr(mca)=    0.579
16   Trons. T16    Debit (mc/s)=    0.0139 v (m/s)= 0.442hr(mca)=    0.247
17   Trons. T17    Debit (mc/s)=    0.0139 v (m/s)= 0.786hr(mca)=    0.579
18   Trons. T18    Debit (mc/s)=    0.0139 v (m/s)= 1.132hr(mca)=    2.599
19   Trons. T19    Debit (mc/s)=    0.1110 v (m/s)= 1.572hr(mca)=    3.831
20   Trons. T20    Debit (mc/s)=    0.0069 v (m/s)= 0.221hr(mca)=    0.050
21   Trons. T21    Debit (mc/s)=    0.0139 v (m/s)= 0.442hr(mca)=    0.070
22   Trons. T22    Debit (mc/s)=    0.0139 v (m/s)= 0.786hr(mca)=    0.579
23   Trons. T23    Debit (mc/s)=    0.0139 v (m/s)= 1.132hr(mca)=    1.516
24   Trons. T24    Debit (mc/s)=    0.0833 v (m/s)= 1.697hr(mca)=    4.603
25   Trons. T25    Debit (mc/s)=    0.0069 v (m/s)= 0.221hr(mca)=    0.050
26   Trons. T26    Debit (mc/s)=    0.0139 v (m/s)= 0.442hr(mca)=    0.070
27   Trons. T27    Debit (mc/s)=    0.0139 v (m/s)= 0.786hr(mca)=    0.579
28   Trons. T28    Debit (mc/s)=    0.0139 v (m/s)= 1.132hr(mca)=    1.299
29   Trons. T29    Debit (mc/s)=    0.0555 v (m/s)= 1.132hr(mca)=    2.564
30   Trons. T30    Debit (mc/s)=    0.0069 v (m/s)= 0.393hr(mca)=    0.202
31   Trons. T31    Debit (mc/s)=    0.0139 v (m/s)= 0.786hr(mca)=    0.965
32   Trons. T32    Debit (mc/s)=    0.0139 v (m/s)= 0.786hr(mca)=    3.016
33   Trons. T33    Debit (mc/s)=    0.4303 v (m/s)= 1.523hr(mca)=    1.640
34   Trons. T34    Debit (mc/s)=    0.0139 v (m/s)= 0.786hr(mca)=    1.158
35   Trons. T35    Debit (mc/s)=    0.0139 v (m/s)= 0.442hr(mca)=    0.252
36   Trons. T36    Debit (mc/s)=    0.0139 v (m/s)= 1.132hr(mca)=    6.316
37   Trons. T37    Debit (mc/s)=    0.3748 v (m/s)= 1.326hr(mca)=    1.351
```

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 38 | Trons. | T38 | Debit (mc/s)= | 0.0208 | v (m/s)= | 0.663 | hr(mca)= | 0.595 |
| 39 | Trons. | T39 | Debit (mc/s)= | 0.0208 | v (m/s)= | 0.663 | hr(mca)= | 0.533 |
| 40 | Trons. | T40 | Debit (mc/s)= | 0.0208 | v (m/s)= | 1.179 | hr(mca)= | 2.472 |
| 41 | Trons. | T41 | Debit (mc/s)= | 0.0208 | v (m/s)= | 1.697 | hr(mca)= | 5.454 |
| 42 | Trons. | T42 | Debit (mc/s)= | 0.3192 | v (m/s)= | 1.130 | hr(mca)= | 1.115 |
| 43 | Trons. | T43 | Debit (mc/s)= | 0.0208 | v (m/s)= | 0.663 | hr(mca)= | 0.595 |
| 44 | Trons. | T44 | Debit (mc/s)= | 0.0208 | v (m/s)= | 0.663 | hr(mca)= | 0.533 |
| 45 | Trons. | T45 | Debit (mc/s)= | 0.0208 | v (m/s)= | 1.179 | hr(mca)= | 2.472 |
| 46 | Trons. | T46 | Debit (mc/s)= | 0.0208 | v (m/s)= | 1.697 | hr(mca)= | 5.454 |
| 47 | Trons. | T47 | Debit (mc/s)= | 0.2637 | v (m/s)= | 2.100 | hr(mca)= | 5.380 |
| 48 | Trons. | T48 | Debit (mc/s)= | 0.0208 | v (m/s)= | 0.663 | hr(mca)= | 0.595 |
| 49 | Trons. | T49 | Debit (mc/s)= | 0.0208 | v (m/s)= | 0.663 | hr(mca)= | 0.533 |
| 50 | Trons. | T50 | Debit (mc/s)= | 0.0208 | v (m/s)= | 1.179 | hr(mca)= | 2.472 |
| 51 | Trons. | T51 | Debit (mc/s)= | 0.0208 | v (m/s)= | 1.697 | hr(mca)= | 5.454 |
| 52 | Trons. | T52 | Debit (mc/s)= | 0.2082 | v (m/s)= | 2.165 | hr(mca)= | 5.181 |
| 53 | Trons. | T53 | Debit (mc/s)= | 0.0208 | v (m/s)= | 0.663 | hr(mca)= | 0.446 |
| 54 | Trons. | T54 | Debit (mc/s)= | 0.0208 | v (m/s)= | 0.663 | hr(mca)= | 1.024 |
| 55 | Trons. | T55 | Debit (mc/s)= | 0.0208 | v (m/s)= | 0.663 | hr(mca)= | 0.149 |
| 56 | Trons. | T56 | Debit (mc/s)= | 0.0208 | v (m/s)= | 1.179 | hr(mca)= | 2.472 |
| 57 | Trons. | T57 | Debit (mc/s)= | 0.0208 | v (m/s)= | 1.697 | hr(mca)= | 6.174 |
| 58 | Trons. | T58 | Debit (mc/s)= | 0.1530 | v (m/s)= | 2.166 | hr(mca)= | 4.237 |
| 59 | Trons. | T59 | Debit (mc/s)= | 0.0069 | v (m/s)= | 0.221 | hr(mca)= | 0.111 |
| 60 | Trons. | T60 | Debit (mc/s)= | 0.0007 | v (m/s)= | 0.057 | hr(mca)= | 0.006 |
| 61 | Trons. | T61 | Debit (mc/s)= | 0.0069 | v (m/s)= | 0.566 | hr(mca)= | 0.793 |
| 62 | Trons. | T62 | Debit (mc/s)= | 0.0347 | v (m/s)= | 0.707 | hr(mca)= | 0.710 |
| 63 | Trons. | T63 | Debit (mc/s)= | 0.0486 | v (m/s)= | 0.990 | hr(mca)= | 0.499 |
| 64 | Trons. | T64 | Debit (mc/s)= | 0.0347 | v (m/s)= | 1.105 | hr(mca)= | 1.543 |
| 65 | Trons. | T65 | Debit (mc/s)= | 0.0347 | v (m/s)= | 1.105 | hr(mca)= | 1.543 |
| 66 | Trons. | T66 | Debit (mc/s)= | 0.0347 | v (m/s)= | 1.105 | hr(mca)= | 1.543 |
| 67 | Trons. | T67 | Debit (mc/s)= | 0.0347 | v (m/s)= | 1.105 | hr(mca)= | 0.418 |
| 68 | Trons. | T68 | Debit (mc/s)= | 0.0486 | v (m/s)= | 1.547 | hr(mca)= | 2.123 |
| 69 | Trons. | T69 | Debit (mc/s)= | 0.0486 | v (m/s)= | 1.547 | hr(mca)= | 8.251 |
| 70 | Trons. | T70 | Debit (mc/s)= | 0.0486 | v (m/s)= | 1.547 | hr(mca)= | 4.429 |

Cote piezometrice si presiuni disponibile la nodurile interioare

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Nod | 1 | Cota piez. (m) = | 135.31640 | Pres.disp.(mca)= | 72.916 |
| 2 | Nod | 2 | Cota piez. (m) = | 134.25090 | Pres.disp.(mca)= | 72.451 |
| 3 | Nod | 3 | Cota piez. (m) = | 133.69440 | Pres.disp.(mca)= | 69.944 |
| 4 | Nod | 4 | Cota piez. (m) = | 133.68990 | Pres.disp.(mca)= | 69.890 |
| 5 | Nod | 5 | Cota piez. (m) = | 133.03060 | Pres.disp.(mca)= | 70.431 |
| 6 | Nod | 6 | Cota piez. (m) = | 132.23720 | Pres.disp.(mca)= | 70.737 |
| 7 | Nod | 7 | Cota piez. (m) = | 128.91240 | Pres.disp.(mca)= | 67.112 |
| 8 | Nod | 8 | Cota piez. (m) = | 134.26270 | Pres.disp.(mca)= | 72.563 |
| 9 | Nod | 9 | Cota piez. (m) = | 131.51380 | Pres.disp.(mca)= | 66.914 |
| 10 | Nod | 10 | Cota piez. (m) = | 131.03120 | Pres.disp.(mca)= | 67.531 |
| 11 | Nod | 11 | Cota piez. (m) = | 130.78470 | Pres.disp.(mca)= | 67.335 |
| 12 | Nod | 12 | Cota piez. (m) = | 130.54860 | Pres.disp.(mca)= | 67.799 |
| 13 | Nod | 13 | Cota piez. (m) = | 127.95000 | Pres.disp.(mca)= | 66.950 |
| 14 | Nod | 14 | Cota piez. (m) = | 123.20370 | Pres.disp.(mca)= | 60.904 |
| 15 | Nod | 15 | Cota piez. (m) = | 122.62460 | Pres.disp.(mca)= | 58.225 |
| 16 | Nod | 16 | Cota piez. (m) = | 122.37810 | Pres.disp.(mca)= | 55.878 |
| 17 | Nod | 17 | Cota piez. (m) = | 122.62460 | Pres.disp.(mca)= | 60.375 |
| 18 | Nod | 18 | Cota piez. (m) = | 120.02600 | Pres.disp.(mca)= | 58.026 |
| 19 | Nod | 19 | Cota piez. (m) = | 119.37310 | Pres.disp.(mca)= | 56.623 |
| 20 | Nod | 20 | Cota piez. (m) = | 119.32310 | Pres.disp.(mca)= | 56.223 |
| 21 | Nod | 21 | Cota piez. (m) = | 119.30270 | Pres.disp.(mca)= | 57.803 |
| 22 | Nod | 22 | Cota piez. (m) = | 118.72350 | Pres.disp.(mca)= | 57.024 |
| 23 | Nod | 23 | Cota piez. (m) = | 117.20770 | Pres.disp.(mca)= | 55.208 |
| 24 | Nod | 24 | Cota piez. (m) = | 114.76970 | Pres.disp.(mca)= | 51.020 |
| 25 | Nod | 25 | Cota piez. (m) = | 114.71970 | Pres.disp.(mca)= | 50.820 |
| 26 | Nod | 26 | Cota piez. (m) = | 114.69930 | Pres.disp.(mca)= | 51.099 |
| 27 | Nod | 27 | Cota piez. (m) = | 114.12010 | Pres.disp.(mca)= | 51.670 |
| 28 | Nod | 28 | Cota piez. (m) = | 112.82080 | Pres.disp.(mca)= | 51.221 |
| 29 | Nod | 29 | Cota piez. (m) = | 112.20530 | Pres.disp.(mca)= | 49.205 |
| 30 | Nod | 30 | Cota piez. (m) = | 112.00310 | Pres.disp.(mca)= | 48.503 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 31 | Nod | 31 | Cota piez. (m) = | 111.24000 | Pres.disp.(mca)= | 49.240 |
| 32 | Nod | 32 | Cota piez. (m) = | 109.18890 | Pres.disp.(mca)= | 47.039 |
| 33 | Nod | 33 | Cota piez. (m) = | 132.05410 | Pres.disp.(mca)= | 70.174 |
| 34 | Nod | 34 | Cota piez. (m) = | 130.89560 | Pres.disp.(mca)= | 67.396 |
| 35 | Nod | 35 | Cota piez. (m) = | 130.64340 | Pres.disp.(mca)= | 65.443 |
| 36 | Nod | 36 | Cota piez. (m) = | 125.73810 | Pres.disp.(mca)= | 64.488 |
| 37 | Nod | 37 | Cota piez. (m) = | 130.70320 | Pres.disp.(mca)= | 67.903 |
| 38 | Nod | 38 | Cota piez. (m) = | 130.10840 | Pres.disp.(mca)= | 65.858 |
| 39 | Nod | 39 | Cota piez. (m) = | 129.57560 | Pres.disp.(mca)= | 65.076 |
| 40 | Nod | 40 | Cota piez. (m) = | 128.23120 | Pres.disp.(mca)= | 66.181 |
| 41 | Nod | 41 | Cota piez. (m) = | 122.77730 | Pres.disp.(mca)= | 61.177 |
| 42 | Nod | 42 | Cota piez. (m) = | 129.58830 | Pres.disp.(mca)= | 66.988 |
| 43 | Nod | 43 | Cota piez. (m) = | 128.99360 | Pres.disp.(mca)= | 65.394 |
| 44 | Nod | 44 | Cota piez. (m) = | 128.46070 | Pres.disp.(mca)= | 65.961 |
| 45 | Nod | 45 | Cota piez. (m) = | 127.11640 | Pres.disp.(mca)= | 65.116 |
| 46 | Nod | 46 | Cota piez. (m) = | 121.66240 | Pres.disp.(mca)= | 60.662 |
| 47 | Nod | 47 | Cota piez. (m) = | 124.20810 | Pres.disp.(mca)= | 61.858 |
| 48 | Nod | 48 | Cota piez. (m) = | 123.61330 | Pres.disp.(mca)= | 60.313 |
| 49 | Nod | 49 | Cota piez. (m) = | 123.08040 | Pres.disp.(mca)= | 59.680 |
| 50 | Nod | 50 | Cota piez. (m) = | 121.73610 | Pres.disp.(mca)= | 60.236 |
| 51 | Nod | 51 | Cota piez. (m) = | 116.28220 | Pres.disp.(mca)= | 55.082 |
| 52 | Nod | 52 | Cota piez. (m) = | 119.02720 | Pres.disp.(mca)= | 57.327 |
| 53 | Nod | 53 | Cota piez. (m) = | 118.58110 | Pres.disp.(mca)= | 55.581 |
| 54 | Nod | 54 | Cota piez. (m) = | 117.55680 | Pres.disp.(mca)= | 53.557 |
| 55 | Nod | 55 | Cota piez. (m) = | 118.87850 | Pres.disp.(mca)= | 57.379 |
| 56 | Nod | 56 | Cota piez. (m) = | 116.40660 | Pres.disp.(mca)= | 55.907 |
| 57 | Nod | 57 | Cota piez. (m) = | 110.23300 | Pres.disp.(mca)= | 49.493 |
| 58 | Nod | 58 | Cota piez. (m) = | 114.79050 | Pres.disp.(mca)= | 53.491 |
| 59 | Nod | 59 | Cota piez. (m) = | 114.67940 | Pres.disp.(mca)= | 50.979 |
| 60 | Nod | 60 | Cota piez. (m) = | 114.78460 | Pres.disp.(mca)= | 53.585 |
| 61 | Nod | 61 | Cota piez. (m) = | 113.99730 | Pres.disp.(mca)= | 53.497 |
| 62 | Nod | 62 | Cota piez. (m) = | 114.08070 | Pres.disp.(mca)= | 50.581 |
| 63 | Nod | 67 | Cota piez. (m) = | 114.29160 | Pres.disp.(mca)= | 52.892 |
| 64 | Nod | 63 | Cota piez. (m) = | 112.53800 | Pres.disp.(mca)= | 48.488 |
| 65 | Nod | 64 | Cota piez. (m) = | 110.99520 | Pres.disp.(mca)= | 46.445 |
| 66 | Nod | 65 | Cota piez. (m) = | 109.45250 | Pres.disp.(mca)= | 44.453 |
| 67 | Nod | 66 | Cota piez. (m) = | 109.03470 | Pres.disp.(mca)= | 43.585 |
| 68 | Nod | 68 | Cota piez. (m) = | 112.16820 | Pres.disp.(mca)= | 50.418 |
| 69 | Nod | 69 | Cota piez. (m) = | 103.91710 | Pres.disp.(mca)= | 40.917 |
| 70 | Nod | 70 | Cota piez. (m) = | 99.48826 | Pres.disp.(mca)= | 35.988 |

$Q$ – debitul continuu

$m$ – norma lunară de irigaţie (mc/s lună);

$S$ – suprafaţa deservită dai conductă (ha);

$T_e$ – numărul de zile de udare pe lună;

$r$ – randamentul folosirii timpului de lucru;

$n$ – numărul de prize de suprafaţă deservită de conductă;

$q_p$ – debitul unei prize (l/s)

$U$ – parametru cu valori în funcţie de probabilitatea de funcţionare normală a reţelei (conductei), $F$.

În calculul debitului la „cerere” în reţea s-au considerat următoarele valori: $m$ = 1.400 mc/ha lună; $T_e$ = 26 zile; $r$ = 22/24 = 0,91; $F$ = 95%; $U$ = 1,645; $q_p$ = = 50 mc/h = 13,88 l/s.

Debitele la „cerere” în reţea, calculate, sunt prezentate în tabelul 35.1

Se consideră cazul cel mai defavorabil corespunzător echipării cu borne de irigaţie cu două prize de apă, amplasate în locul hidranţilor, la distanţa de 72 m, una de alta. Bornele pot fi de tip BIR 152/100, prevăzute cu prize CORELY 150 R 45, cu debitul unei prize de 50 mc/h = 13,88 l/s, cu presiunea reglabilă de 3-4 bari. În această ipoteză, au rezultat, din calcul, valorile debitelor necesare la „cerere” în reţea, prezenate în tabelul 35.1. Valorile acestora sunt acoperitoare pentru cazurile parcelării în diferite proporţii a terenului.

Păstrându-se forma reţelei existente, cu distribuţia apei la”cerere”, a rezultat debitul la SPP1-2 cu valoarea de 597 l/s, iar debitele de consum în nodurile 1, 2, 3, 4, 9, 14, 19, 24, 29, 33, 37, 42, 47, 52, 58, sunt prezentate în fig. 35.21. În urma rulării programului ADORCSP au rezultat presiunile disponibile prinse în Anexa 1.

Fiecare beneficiar se alimentează de la o priză de apă a unei borne comune sau individuale, sau de la mai multe borne, funcţie de suprafaţa şi puterea economică. În acest mod, bornele constituie punctele de legătură între reţeaua colectivă şi echipamentele mobile de udare ale fiecărui agricultor. În mod frecvent pentru micile proprietăţi şi în cazul deservirii duble, bornele de irigaţie se amplasează pe hotar, iar în cazul proprietăţilor mari, în centrul suprafeţei.

**Tabelul 35.1.** Determinarea debitului comparativ („ROTAŢIE” şi Ia „CERERE”) cu dimensionarea reţelei de conducte a plotului pilot, cu distribuţia apei la „CERERE”

| Denumirea conductei | Denumirea tronsonului (pct. plecare pct. sosire) | Cota teren CT (pct. plecare pct. sosire) | Diametru Ø | Lungime *L* | Debitul distribuţiei prin rotaţie | Suprafaţa *S* | Debitul calculat (continuu) | Numărul de prize | Debitul la „cerere” | Numărul de prize în funcţiune simultană | Debitul la „cerere” de asigurat $Q_{car}$ as. | Numărul bornelor |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | m | mm | m | l/s | ha | l/s | buc. | l/s | buc. | l/s | buc. |
| *1* | *2* | *3* | ***4*** | *5* | *6* | *7* | *8* | *9* | *10* | *11* | *12* | *13* |
| CD 2 | T1 (SPP1-1) | 63,58-62,40 | 600 | 100 | 486 | 693,4 | 432 | 376 | 602,21 | 43 | 597 | |
| | T2 (1-2) | 62,40-61,80 | 600 | 170 | 475 | 670,0 | 418 | 368 | 580 | 41 | 570 | |
| | T3 (2-3) | 61,80-63,75 | 600 | 150 | 333 | 475,2 | 296 | 272 | 431 | 31 | 430 | |
| | T4 (3-4) | 63,75-63,80 | 600 | 70 | 39 | 39,2 | 24 | 16 | 56,6 | 4 | 56 | |
| A 1 | T5 (4-5) | 63,80-62,60 | 200 | 187 | 37,92 | 39,2 | 24 | 16 | 56,6 | 4 | 56 | 8 |
| | T6 (5-8) | 62,80-61,50 | 200 | 225 | 25,28 | | | | | | | |
| | T7(6-7) | 61,50-61,80 | 150 | 225 | 12,64 | | | | | | | |
| A 2 | T8 (1-8) | 62,40-61,70 | 150 | 225 | 25,28 | 15,3 | 9,5 | 8 | 29,35 | 2 | 28 | 4 |
| CP 1 | T9 (2-9) | 61,80-64,50 | 350 | 280 | | 202,9 | 126,45 | 86 | 206,9 | 15 | 208 | |
| A 3a | T10 (9-10) | 64,60-63,50 | 150 | 120 | 25,28 | 50,7 | 31,6 | 18 | 68 | 5 | 69 | 9 |
| | T11 (10-11) | 63,50-63,45 | 200 | 252 | 12,64 | | | | | | | |
| A 3b | T12 (9-12) | 64,60-62,75 | 150 | 240 | 25,28 | | | | | | | |
| | T13 (12-13) | 62,75-61.00 | 125 | 288 | 12,64 | | | | | | | |
| CP 1 | T14 (9-14) | 64,60-62,30 | 300 | 600 | | 152,3 | 94,9 | 69 | 163,3 | 12 | 167 | |
| A 4a | T15 (14-15) | 62,30-64,40 | 150 | 144 | 25,28 | 52,3 | 32 | 18 | 69,77 | 5 | 69 | 9 |
| | T16 (15-16) | 64,40-66,50 | 200 | 252 | 12,64 | | | | | | | |
| A 4b | T17 (9-12) | 62,30-62,25 | 150 | 144 | 25,28 | | | | | | | |
| | T18 (12-13) | 62,25-62,00 | 125 | 288 | 12,64 | | | | | | | |
| CP 1 | T19 (14-19) | 62,30-62,75 | 300 | 600 | 88,48 | 99,9 | 62,3 | 50 | 116,54 | 8 | 110 | |

| *1* | *2* | *3* | ***4*** | *5* | *6* | *7* | *8* | *9* | *10* | *11* | *12* | *13* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A 5a | T20 (19-20) | 62,75-63,10 | 200 | 180 | 12,64 | 33,1 | 20,5 | 16 | 50,32 | 4 | 58 | 18 |
| A 1 | T21(19-21) | 62,75-61,50 | 200 | 72 | 37,92 | | | | | | | |
| | T22 (21-22) | 61,50-61,70 | 150 | 144 | 25,28 | | | | | | | |
| | T23 (22-23) | 61,70-62,00 | 125 | 168 | 12,64 | | | | | | | |
| A 6a | T25 (24-25) | 63,75-63,90 | 200 | 180 | 12,64 | 30,8 | 19,1 | 14 | 47,66 | 3 | 42 | 7 |
| A 6b | T26(24-26) | 63,75-63,60 | 200 | 72 | 25,28 | | | | | | | |
| | T27 (26-27) | 63,60-62,45 | 150 | 144 | 12,64 | | | | | | | |
| | T28(27-28) | 62,45-61,60 | 125 | 144 | 12,64 | | | | | | | |
| CP 1 | T29 (24-29) | 63,75-63,00 | 250 | 600 | 37,92 | 30,0 | 22,4 | 20 | 53,7 | 4 | 58 | |
| A 7a | T30 2(9-30) | 64,60-62,30 | 150 | 180 | 12,64 | 5 | 3,11 | 4 | 14 | 1 | 13,88 | 2 |
| A 7b | T31 (29-31) | 64,60-62,30 | 150 | 240 | 12,64 | 13,3 | 8,3 | 6 | 26,53 | 2 | 28 | 3 |
| A 8 | T32(29-32) | 64,60-62,30 | 150 | 750 | 25,28 | 17,7 | 11 | 8 | 32,28 | 2 | 28 | 4 |
| CP 2 | T33(3-33) | 64,60-62,30 | 600 | 500 | 308 | 436 | 270,32 | 256 | 399,95 | 29 | 403 | |
| A 9a | T34 (33-34) | 62,30-64,40 | 150 | 288 | 25,28 | 32,7 | 20,3 | 32 | 50,66 | 4 | 41,64 | 16 |
| | T35 (34-35) | 64,40-66,50 | 200 | 258 | 12,64 | | | | | | | |
| A 9b | T36 (33-36) | 61,88-61,25 | 125 | 700 | 12,64 | | | | | | | |
| CP 2 | T37 (33-37) | 61,88-62,80 | 600 | 540 | 283 | 403,3 | 251.34 | 224 | 373,43 | 27 | 375 | |
| A 10a | T38 (37-38) | 62,80-64,25 | 200 | 288 | 25.28 | 65,65 | 40,9 | 32 | 83,9 | 6 | 83 | 16 |
| | T39 (38-39) | 64,25-64,50 | 200 | 258 | 12,64 | | | | | | | |
| A 10b | T40 (37-40) | 62,80-62,05 | 150 | 288 | 25,28 | | | | | | | |
| | T41 (40-41) | 62,05-61,60 | 125 | 288 | 12,64 | | | | | | | |
| CP 2 | T42 (37-42) | 62,80-62,60 | 600 | 610 | 237 | 337,65 | 210,34 | 192 | 320,30 | 23 | 319 | |
| A 11a | T43(42-43) | 62,60-63,60 | 200 | 288 | 25,28 | 65,70 | 40,9 | 32 | 83,97 | 6 | 83 | 16 |
| | T44 (43-44) | 63,60- 62,50 | 200 | 258 | 12,64 | | | | | | | |
| A 11b | T45 (42-45 | 62,60-62,00 | 150 | 288 | 25,28 | | | | | | | |
| | T46 (45-46) | 62,00-61,00 | 125 | 288 | 12,64 | | | | | | | |

| *1* | *2* | *3* | ***4*** | *5* | *6* | *7* | *8* | *9* | *10* | *11* | *12* | *13* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| CP 2 | T47 (42-47) | 62,60-62,35 | 400 | 530 | 191 | 271,95 | 169.48 | 160 | 266,3 | 19 | 264 | |
| A 12a | T48(42^»7) | 62,60-62,35 | 200 | 288 | 25.28 | 65,70 | 40,9 | 32 | 83,97 | 6 | 83 | 16 |
| | T49 (48-49) | 63,30- 63,40 | 200 | 258 | 12,64 | | | | | | | |
| A 12b | T50 (47-50) | 62,35-61,50 | 150 | 288 | 25,28 | | | | | | | |
| | T50 (50-51) | 61,50-61,20 | 125 | 288 | 12,64 | | | | | | | |
| CP 2 | T52 (47-52) | 62,35-61,70 | 350 | 530 | 145 | 206,25 | 128.54 | 128 | 211,13 | 15 | 208 | |
| A 13a | T53(52-53) | 61,70-63,00 | 200 | 216 | 25,28 | 63,35 | 39,4 | 34 | 81,85 | 6 | 83 | 16 |
| | T54 (53-54) | 63,00- 64,00 | 200 | 496 | 12,64 | | | | | | | |
| A 13b | T55 (52-55) | 61,70-61,50 | 200 | 72 | 37,98 | | | | | | | |
| | T56 (55-56) | 61,50-61,50 | 150 | 288 | 25,28 | | | | | | | |
| | T57 (56-57) | 60,50-60,74 | 125 | 326 | 12,64 | | | | | | | |
| CP 2 | T58 (52-58) | 61,70-61.30 | 300 | 360 | 100 | 142,9 | 89,1 | 94 | 156,17 | 11 | 153 | |
| A 14a | T59 (58-59) | 61,30-63,70 | 400 | 400 | 50,56 | 9,75 | 6,1 | 22 | 26,91 | 2 | 29,15 | 11 |
| A 14 b | T60 (58-60) | 61,30-61,20 | 125 | 130 | 12,64 | | | | | | | |
| A 14 c | T61 (58-61) | 61,30-60,50 | 125 | 308 | 12,64 | | | | | | | |
| CS 1 | T62 (58-62) | 61,30-63,50 | 250 | 400 | 50,56 | 56,0 | 34,90 | 28 | 74,39 | 5 | 69 | |
| CS 2 | T63 (58-67) | 61,30-63,50 | 250 | 150 | 50,56 | 77,15 | 48.08 | 42 | 95,32 | 7 | 97 | |
| A 15 | T64 (62-63) | 63,50-64,05 | 200 | 288 | 56,00 | 56,00 | 34,9 | 28 | 74,38 | 5 | 69 | 14 |
| | T65 (63-64) | 64,05-64,55 | 200 | 288 | 37,92 | | | | | | | |
| | T66 (64-65) | 64,05-65,00 | 150 | 288 | 25,28 | | | | | | | |
| | T67 (65-66) | 65,00-65,45 | 150 | 78 | 12,84 | | | | | | | |
| A 16 | T68 (67-68) | 61,40-61,75 | 200 | 210 | 50,56 | 77,15 | 48,1 | 42 | 95,32 | 7 | 97 | 21 |
| | T69(68-69) | 61,75-63,00 | 200 | 816 | 50,56 | | | | | | | |
| | T70 (37-42) | 63,00- 63,50 | 200 | 438 | 50,56 | | | | | | | |

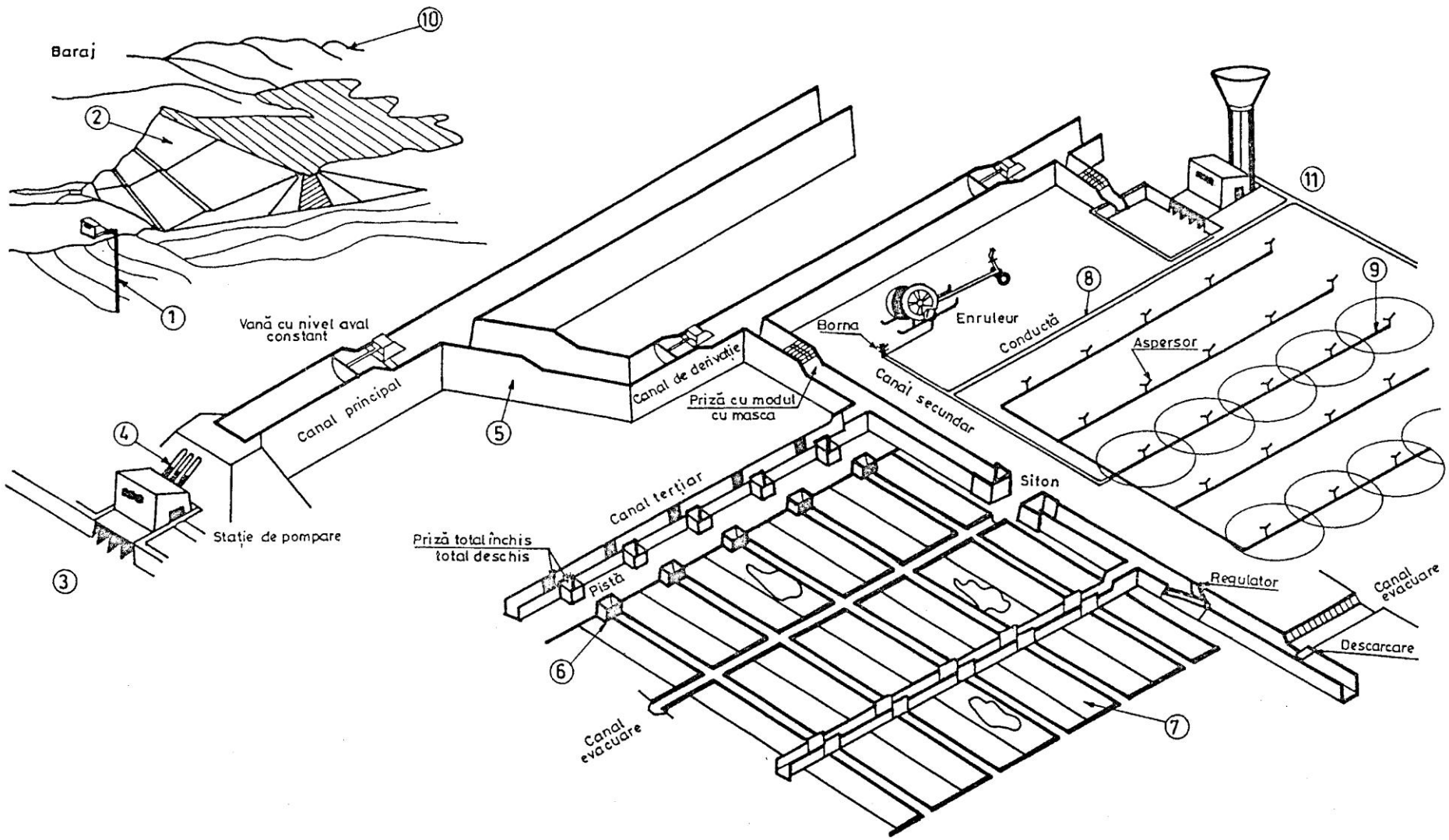



**Fig. 35.21.** Schemă constructiv-funcţională din sistemul de irigaţii Bas-Rhône-Languedoc, de la centrul de priză (baraj-acumulare sau prin pompare) până la parcelă (cu irigare gravitaţională şi/sau sub presiune) – Lista programelor (calculator) C.N.A.R. B.R.L.

## 35.6.2. ÎNCADRAREA PLANURILOR DE IRIGAŢII ÎN SCHEMA DE AUTOMATIZARE CU DISTRIBUŢIA APEI DUPĂ CERINŢE (LA „CERERE"), CU DISPECERIZARE INFORMATIZATĂ

La nivelul de tehnicitate şi informatizare în care urmează a se retehnologiza amenajările de irigaţii din România, precum şi realizarea de noi amenajări, autorii acestei cărţi consideră utilă prezentarea – ca încheiere – a unor exemplificări din tehnica mondială, care să grupeze succint problematica înscrisă prin titlul 35.6.2. (fig. 35.21 şi 35.22).

Pentru condiţiile şi structura sistemelor noastre de irigaţii, valorificarea realizărilor din complexul de irigaţii Bas-Rhône-Languedoc (Franţa) ni se pare pertinentă.

De altfel, în urmă cu circa 30 ani (12 februarie 1965), preşedintele C.N.A.R.B.R.L. (La Companie Naţionale d'Amenagement du Bas-Rhone et du Languedoc) Philippe Lamour a semnat la Bucureşti un prim contract de colaborare cu preşedintele Comitetului de Stat al Apelor din România, ing. Hosu, în cadrul asistenţei tehnice pe care ne-a acordat-o în domeniul irigaţiilor.

Primul perimetru realizat prin această colaborare a fost sistemul de irigaţii Jegălia (21.000 ha) din câmpia Bărăganului.

Pentru o primă suprafaţă de 9000 ha, alimentată cu apă din Dunăre, s-a elaborat şi materializat proiectul în soluţie automatizată, în acelaşi an. Tehnologia execuţiei şi fiabilitatea echipamentelor de automatizare hidraulică (vane automate, module cu mască şi sifoane descărcătoare de protecţie), asigură funcţionarea eficientă şi în prezent.

Condiţiile sociale – economice, specifice agriculturii mari de atunci din ţara noastră au condus la modificări ulterioare ale soluţiei adoptate (prin colaborarea cu B.R.L. – Nimes), atât în ceea ce priveşte echiparea în scop de automatizare, cât şi tehnica distribuţiei apei.

Totuşi eforturile specialiştilor români, cu diverse profile (hidroamelioratori, hidrotehnicieni, constructori, agronomi, economişti, electromecanici etc.) au asigurat realizarea (în cadrul ISPIF) unor proiecte, care prin materializare (prin T.C.I.F.-uri) au pus bazele unei agriculturi protejate în bună măsură de efectele specifice climatului excesiv continental în estul şi sud-estul ţării.

Este normal, ca acum, după atâţia ani de exploatare şi în condiţiile unui sistem nou de proprietate (privată) ca şi-n prezenţa unui progres tehnic considerabil (aparate, echipamente, tehnologii), să se treacă la o reabilitare (şi chiar retehnologizare), prin care să crească eficienţa acestor amenajări, cu siguranţă sporită în exploatare.

Datorită celor două considerente (colaborarea cu B.R.L. şi cerinţa de retehnologizare), se prezintă în continuare soluţia schematizată a unui district de irigaţii automatizat din amenajarea B.R.L. (fig. 35.21 + lista programelor calculator C.N.A.R.B.R.L. anexa 2), precum şi schema bloc de informatizare (fig. 35.22 + fişa schemei bloc, anexa 3).

Urmărind soluţia automatizării şi informatizării (fig. 35.21 + lista programelor) se evidenţiază atât structura tehnică a schemei hidrotehnice, cu condiţiile de exploatare, cât şi sectoarele de monitorizare a anumitor fenomene şi acţiuni.

Analizarea atentă a acestor reprezentări asigură informarea primară pentru specialiştii interesaţi, cu privire la cele trei probleme majore viitoarelor reabilitării ca şi noilor soluţii.

Acestea privesc:

1. Condiţiile şi tehnicile de automatizare, cu ţinerea sub control a debitelor, volumelor şi presiunilor (apei).

2. Condiţiile şi tehnicile de distribuţia apei, în mod dorit (în limite optime tehnic şi economic).

3. Fenomenele şi acţiunile ce se monitorizează, cu sectoarele specifice apariţiei acestora, cu aparatele şi programele calculator adecvate.

Toate acestea conduc spre dispecerizare în sistem informatizat, fără a se avea pretenţia epuizării problemei sau a ultimului cuvânt.

După cum se cunoaşte, monitorizarea poate fi asigurată printr-o diversitate de soluţii, tehnici, aparate, etc. (ex. program Sighet-Canada, Gis etc.)

## ANEXA 2

## LISTA PROGRAMELOR (CALCULATOR) C.N.A.R.B.R.L. DE LA BARAJ PÂNĂ LA PARCELĂ

1. NAPPE
Simularea acviferului mono sau mulţi – strat în regim permanent sau tranzitoriu
GEOL
Gestiunea unui sistem de monitorizare a apei freatice
2. DAM
Proiectarea asistată de calculator a barajelor
OGRE
Gestiunea (Managementul) la distanţă a acumulărilor
PENDULE
Monitorizarea de la distanţă a barajelor
3. FLUVIA
Calculul curbelor de suprafaţă în râu(ri)
MUSIC
Model de propagare a viiturii
4. CANAL
Proiectarea asistată de calculator a canalelor cu sistem de reglare din aval
5. TRACANAL
Simularea regimului tranzitoriu în canale
6. GRAVIT
Proiectarea asistată de calculator a sistemelor de irigaţii gravitaţionale
7. BILY
Calculul bilanţului apei în câmp
SIMAGRI
Sistem de asistare a deciziei pentru utilizatorii de apă
8. ASPER
Proiectarea asistată de calculator a sistemelor de irigaţii prin aspersiune
9. MMI
Stabilirea interactivă a echipamentelor mobile pentru irigaţii în câmp
10. CRANE
Gestiunea sistemelor de avertizare a viiturilor
INCA
Cartografiere automată
11. BDR
Banca de date şi gestiune a sistemelor de irigaţii
12. GEBAR
Sistem de supervizare, control şi achiziţii de date pentru baraje:
– baza de date
– monitoring
– supervizare la distanţă
– optimizarea prelevărilor

Pentru facilitatea analizării schemei şi listei programelor calculator – anexa 2– se fac următoarele precizări:

• *Sursa de apă (şi priza) poate fi:*

– acumulare (2), cu aducţiune gravitaţională (gen canal Provence-Franţa[1])

– un curs de apă, cu ridicarea apei prin pompare (3, 4)

– lista programelor calculator, proprii acestei secţiuni, priveşte în principal: acviferul cu diverse regimuri (permanent sau tranzitoriu);

– gestiunea unui sistem de monitorizare a apei freatice (1) (NAPPE şi GEOL);

– barajul şi acumularea cu proiectarea, managementului şi monitorizarea (DAM, OGRE, PENDULE)

• *Aducţiunea şi distribuţia apei* care se poate realiza prin reţele deschise (râu şi canal) este echipată pentru automatizare şi evidenţă cu:

– vane cu comandă, hidraulică (din aval, în mod frecvent, când sursa de apă este îndestulătoare iar panta terenului respectiv a canalului este mică, sub 1-3‰), pentru reglarea nivelurilor;

– cu module cu mască şi partitoare proporţionale, pentru reglarea şi evidenţa debitelor;

– cu vane cu nivel amonte constant, când sursa nu are apă suficientă, sau când panta canalelor este mare;

– cu vane mixte etc.

– Lista programelor calculator, proprii acestor secţiuni şi sectoare, priveşte în principal (5): modelul de propagare a viiturii, calculul cu bloc de suprafaţă în râu (MUSIC, FLUVIA), respectiv pentru canale: regimul de reglare din aval/amonte, cu proiectarea biefurilor stabile asistată de calculator; stimularea regimului tranzitoriu în canale etc. (CANAL, TRACANAL)

• *Tehnica de irigare prin scurgere* la suprafaţă se realizează controlat prin reţele deschise, în genul prezentării din fig. 35.21, prin canale secundare, terasare, parcele şi echipamente de distribuţia apei (tip vane total închis sau deschis, regulatoare (partitoare) precum şi reţele de colectare şi evacuare.

– Lista programelor calculator specifice acestei secţiuni priveşte în deosebi: calculul bilanţului apei în câmp (7 BILY), precum şi sistemul de asistare a deciziei pentru utilizatorii de apă (7 SIMAGRI).

• *Tehnica de irigare cu distribuţia apei la „cerere”* adaptabilă cu precădere sistemelor sub presiune – tip aspersiune – include: priza de apă a plotului, tip staţie de punere sub presiune (cu alimentare dirijat-automatizată din reţeaua de canale echipate cu vane cu comandă prin aval), rezervor de echilibru/compensare de diverse soluţii (chiar tip castel de echilibru) fără a se considera soluţie generală), reţea de punere sub presi-

[1] *Scheme Hidrotehnice Complexe*, Edit. Tehnică, Bucureşti, 1986 (V. Blidaru)

une, borne de irigaţie, echipamente de control şi protecţie, precum şi echipamente de udare (aspersiune, în diverse soluţii).

– Lista programelor calculator specifice acestei secţiuni priveşte îndeosebi: proiectarea asistată de calculator a sistemelor de irigaţii prin aspersiune (8 – ASPER), stabilirea interactivă a echipamentelor mobile pentru irigaţii în câmp (9 – MHI) etc.

• *Banca de date şi gestiune a sistemelor de irigaţii;* gestiunea sistemelor de avertizare a vârfurilor; cartografierea automată; sistemele de supervizare, control şi achiziţii de date pentru baraje (bază de date, monitoring, supervizare la distanţă, optimizarea prelevărilor, ş.a.), beneficiază de asemenea de o serie de programe calculator, în cadrul exemplului analizat, al C.N.A.R.B.R.L. (ex. CRANE, INCA, BNR, GEBAR).

• *Schema bloc* (fig. 35.22 şi anexa 3) aferentă sistemului informatizat GERSAR – BRL, realizează transfer de date, fişiere, prin unităţi de sincronizare (IBM, WANG, etc.) şi calculatoare modemuri. Aceste transferuri se face prin diferite legături specializate (LS), reţele telefonice naţionale (RTC).

**ANEXA 3**

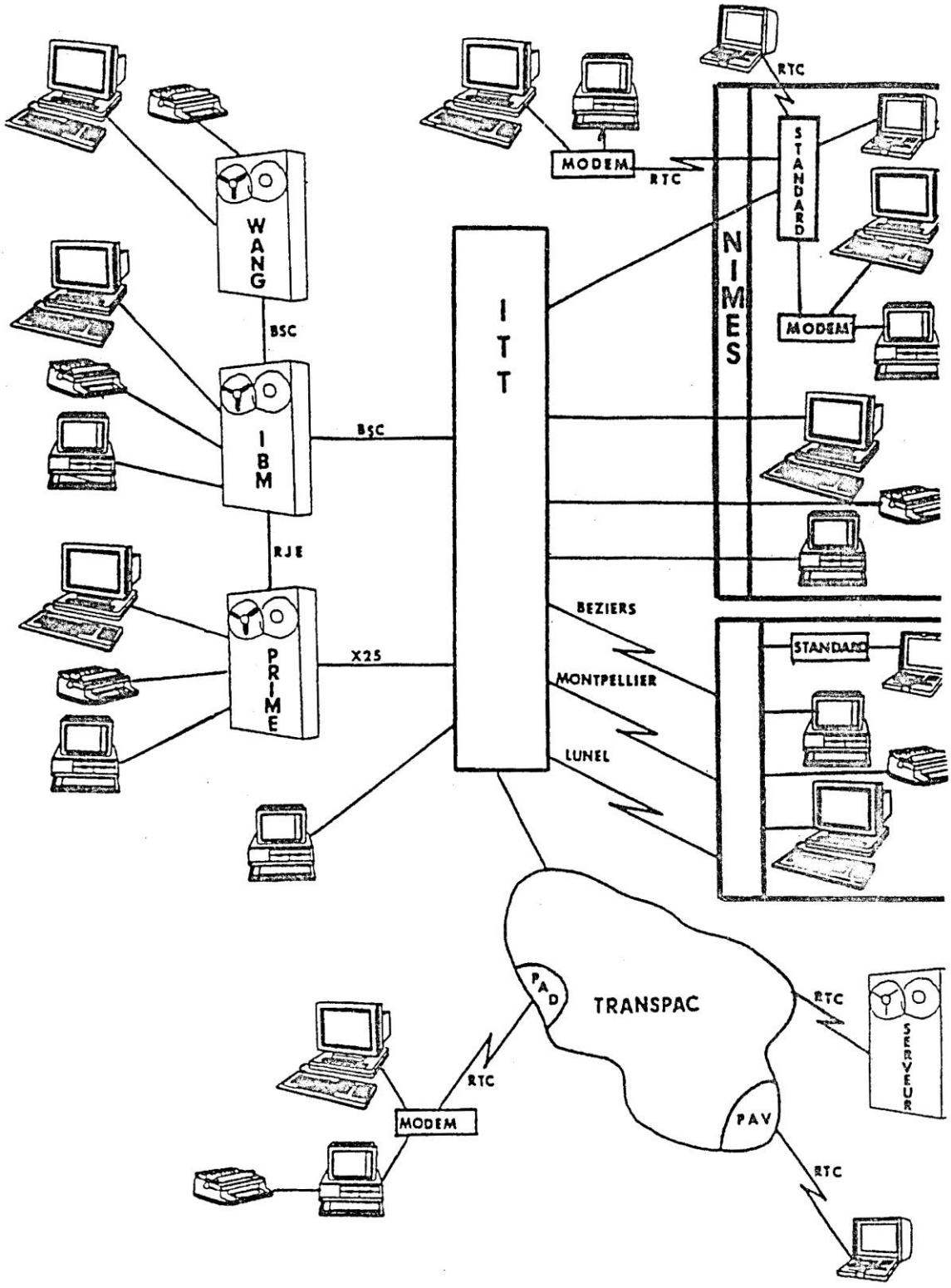



**Fig. 35.22.** Schema bloc.

RJE: Transfer de fişiere între „PRIME” şi „IBM”
BSC: Unitate de sincronizare IBM
X25: Protocol transfer date (în pachete)
EBVO: Transfer de date în mod caracter
LS: Legătura specializată PTT
RTC: Reţea telefonică naţională
PAD: Transfer de date prin „MODEM”
PAV: Acces rezervat pentru MINITEL



Prof. univ. dr. doc. ing. ***Valeriu Blidaru*** reprezintă o personalitate marcantă a învăţământului superior şi unul din iluştrii fondatori ai învăţământului superior hidrotehnic la Iaşi.

Prin ampla sa lucrare, autorul răspunde tuturor exigenţelor unei ştiinţe vaste, ce îşi conturează o nouă identitate şi care poate deveni, de asemenea, o disciplină de studiu în planurile de învăţământ ale universităților, la masterat şi doctorat, tocmai pentru asigurarea creşterii calităţii învăţământului superior românesc şi alinierii acestuia la standardele europene şi internaţionale.

Informatizarea în sistemele de irigaţii presupune un complex de activităţi cu specific informatic, referitoare la culegerea, stocarea, transmisia şi prelucrarea informaţiilor.

Produsul final al activității de informatizare este sistemul informatic: în funcție de obiectivele pe care acesta le realizează, se pot distinge o serie de clasificări:

1.Sisteme informatice de proces – cuprind ansamblul echipamentelor și programelor calculator cu rol de dispecerizare în sistemul de irigații;

2.Sisteme informatice operative – conțin ansamblul echipamentelor și aplicațiilor (programe calculator) cu rol de ajutor în conducerea operative (asistare și automatizare a deciziilor) în cadrul sistemului de irigații (de exemplu aplicațiile pentru pilotarea udărilor, pentru calculul evapotranspirației etc.);

3. Sisteme informatice de gestiune – conțin ansamblul echipamentelor și aplicațiilor utilizate în scop de gestiune financiar contabilă a amenajărilor (de irigații ș.a.).

**ISBN: 978-606-37-1526-6**
**ISBN: 978-606-37-1534-1**

UNIVERSITAS • NAPOCENSIS
ROMANIA
PRESA UNIVERSITARĂ